

# **MUROS DE CONTENÇÃO COM GEOSSINTÉTICOS EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE JET GROUT**

**IGOR LUÍS LOPES FERREIRA BARBOSA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES**

---

Orientador: Professor Doutor José Leitão Borges

JANEIRO DE 2013

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 20012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 20012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*“O primeiro dever da inteligência é desconfiar dela mesma”*

*Albert Einstein*







## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a todas as pessoas que contribuíram para a concretização deste trabalho, em particular:

- Ao orientador desta tese, o Professor Doutor José Manuel Leitão Borges pelo acompanhamento, pela disponibilidade e pelo conhecimento transmitido na elaboração da mesma;
- Aos meus amigos pelo apoio e companheirismo que demonstraram;
- Aos meus pais e irmã por tudo.





## **RESUMO**

A presente dissertação tem como objetivo o estudo de muros de terra reforçada com geossintéticos, fundados em solo mole reforçado com colunas de jet grout.

Através da bibliografia da especialidade examina-se a problemática associada à construção de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas, onde se apresenta uma breve descrição dos fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e às plataformas de transferência de carga deste tipo de obras. Descrevem-se ainda diversos aspetos de caráter geral relativos à técnica de jet grouting e ao uso de geossintéticos, nomeadamente à utilização destes materiais no desempenho de funções de reforço.

Tendo presente as potencialidades do método de elementos finitos, é utilizado um programa de cálculo bidimensional, baseado nesse método, que permite a elaboração de análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efetivas. Na modelação do comportamento do solo recorre-se a um modelo constitutivo elastoplástico não linear (modelo  $p-q-\theta$ ) que tem por base a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

Este modelo é aplicado a um problema base, estudando o seu comportamento durante e após o processo construtivo, até ao final da consolidação. Posteriormente fazem-se análises paramétricas usando como cálculo de referência o problema base, contemplando-se a variação de parâmetros com influência no comportamento da estrutura, nomeadamente o comprimento dos reforços do aterro, a disposição das colunas de jet grout e o módulo de deformabilidade das colunas.

Finalmente enunciam-se algumas conclusões de caráter geral consideradas pertinentes e sugerem-se vias para futuras investigações.

**PALAVRAS-CHAVE:** Muros com geossintéticos, solos moles, jet grout, modelação numérica, consolidação.



## **ABSTRACT**

This thesis aims the study of reinforced walls with geosynthetics constructed over soft soils reinforced with jet grout columns.

Through the speciality bibliography, the problems of embankments on soft soils reinforced with columns are analysed, where a brief description of the formulations of the design methods and the load transfer platforms of such works is presented. Several aspects of the jet grouting technique and the use of geosynthetics are also presented, namely regarding the use of these materials working as reinforcement.

Taking into account the potentialities of the finite elements method, a two dimensional computer program is used, which allows to perform consolidation analyses through a coupled mechanical-hydraulic formulation (extension of Biot theory), in which the behaviour of the soil is defined in terms of effective stress. The constitutive behaviour of soil is modeled with a non-linear elastoplastic model (p-q- $\theta$  model), based on the Critical State Soil Mechanics.

With this program, a baseline problem is studied, both during and after the construction period. In addition, parametric analyses are performed using the baseline problem as a reference. This parametrical study includes the variation of several parameters such as the length of the geosynthetic reinforcements, the distribution of the jet grout columns and the deformability of the columns.

Finally, general conclusions of this study are pointed out and some suggestions for further research are indicated.

**KEYWORDS:** Geosynthetic reinforced walls, soft soils, jet grout, numerical modeling, consolidation.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	I
RESUMO .....	III
ABSTRACT .....	V

## 1 INTRODUÇÃO..... 1

## 2 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS..... 3

2.1. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES .....	3
2.2. ATERROS SOBRE COLUNAS .....	5
2.2.1. TIPOS DE COLUNAS .....	7
2.2.2. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....	8
2.2.3. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICO (CATENÁRIA) .....	11

## 3 JET GROUTING..... 15

3.1. HISTÓRIA DO JET GROUTING .....	15
3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING .....	15
3.2.1. EQUIPAMENTOS E PROCEDIMENTO.....	16
3.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING.....	17
3.3. SISTEMAS DE JET GROUTING .....	18
3.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS DE PROCEDIMENTO .....	22
3.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO .....	24
3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS .....	25
3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO.....	26
3.5.3. DEFORMABILIDADE.....	27
3.5.4. PERMEABILIDADE.....	28

## 4 GEOSSINTÉTICOS..... 29

4.1. INTRODUÇÃO.....	29
4.2. MATERIAIS E TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS .....	29

<b>4.3. FUNÇÕES</b>	34
4.3.1. DRENAGEM	34
4.3.2. FILTRAGEM	35
4.3.3. SEPARAÇÃO	37
4.3.4. PROTEÇÃO	37
4.3.5. REFORÇO	38
<b>4.4. PROPRIEDADES</b>	40
<b>4.5. TALUDES E MUROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS</b>	43
4.5.1. PROCESSOS CONSTRUTIVOS	43

## **5 ANÁLISE DE UM MURO DE TERRA REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO COM COLUNAS DE JET GROUT**

<b>5.1. INTRODUÇÃO</b>	47
<b>5.2. MODELO NUMÉRICO</b>	47
5.2.1. PROCESSOS DE CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS	48
5.2.2. MODELAÇÃO DO GEOSSINTÉTICO	49
5.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO – MODELO P-Q- $\theta$	49
<b>5.3. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE</b>	53
<b>5.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO PROBLEMA BASE</b>	58
5.4.1. DESLOCAMENTOS	59
5.4.2. TENSÕES	66

## **6 ANÁLISES PARAMÉTRICAS**

<b>6.1. INTRODUÇÃO</b>	91
<b>6.2. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DOS REFORÇOS DO ATERRO</b>	92
6.2.1. DESLOCAMENTOS	93
6.2.2. TRAÇÃO NOS GEOSSINTÉTICOS	97
6.2.3. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	100
6.2.4. NÍVEIS DE TENSÃO	101
6.2.5. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS	103
6.2.6. CONCLUSÕES	103
<b>6.3. INFLUÊNCIA DA DISPOSIÇÃO EM PLANTA DAS COLUNAS</b>	104

6.3.1. DESLOCAMENTOS .....	104
6.3.2. TRAÇÃO NOS GEOSSINTÉTICOS.....	108
6.3.3. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO .....	109
6.3.4. NÍVEIS DE TENSÃO .....	110
6.3.5. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS .....	111
6.3.6. CONCLUSÕES .....	112
<b>6.4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS .....</b>	<b>113</b>
6.4.1. DESLOCAMENTOS .....	113
6.4.2. FORÇA DE TRAÇÃO NOS GEOSSINTÉTICOS.....	117
6.4.3. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO .....	119
6.4.4. NÍVEIS DE TENSÃO .....	120
6.4.5. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS .....	122
6.4.6. CONCLUSÕES .....	123
 <b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	 <b>125</b>
 <b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	 <b>129</b>









## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Gabr, 2002) .....	6
Fig. 2.2 - Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de betão armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (Marques 2008; adaptado de Abdullah, 2006). ....	9
Fig. 2.3 - Estados limites últimos para aterros sobre estacas/colunas (adaptado de BS8006, 1995). 12	
Fig. 2.4 - Estados limites de serviço para aterros sobre estacas/colunas (adaptado de BS8006, 1995). ....	12
Fig. 3.1 – Esquema de estaleiro necessário à realização da técnica jet grouting (Ribeiro, 2010) .....	16
Fig. 3.2 - Fases de execução de jet grouting: a) introdução da vara até à profundidade pretendida; b) início do processo de erosão com jatos a alta pressão; c) elevação da vara acompanhada com bombagem de calda; c) repetição do processo (www.haywardbacker.com) .....	17
Fig. 3.3 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999).....	18
Fig. 3.4 – Sistemas tradicionais de jet grouting (www.haywardbacker.com).....	18
Fig. 3.5 – Controlo dos parâmetros de execução da técnica de jet grouting, registos automáticos (Ribeiro, 2010).....	23
Fig. 3.6 – Colunas de jet grout (www.foundation-engineering.bilfingerberger.com).....	24
Fig. 3.7 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos incoerentes (Carreto, 1999). ....	25
Fig. 3.8 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos coesivos (Carreto, 1999). ...	26
Fig. 4.1 - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (Pinho Lopes, 2005). ....	30
Fig. 4.2 - Geocélula (Pereira, 2011). ....	31
Fig. 4.3 - Geocompósito (Pereira, 2011). ....	31
Fig. 4.4 - Geogrelhas extrudidas: a) unidirecional; b) bidirecional (Sieira, 2003). ....	32
Fig. 4.5 - Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003). ....	32
Fig. 4.6 - Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003). ....	32
Fig. 4.7 - Geomembrana (Sieira, 2003). ....	33
Fig. 4.8 - Geotêxtil (Sieira, 2003). ....	33
Fig. 4.9 - Exemplos de geotêxteis: a) tecido com tira e monofilamento; b) tecido com multifilamento e monofilamento; c) não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) não tecido termicamente ligado (Lopes, 1998). ....	34
Fig. 4.10 – Casos típicos da aplicação de geossintéticos com funções de drenagem (Borges, 1995).35	
Fig. 4.11 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como filtros (Borges, 1995) .....	36

Fig. 4.12 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como separadores (Borges, 1995).	37
Fig. 4.13 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos com funções de proteção (Borges, 1995).	38
Fig. 4.14 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como material de reforço de solos (Borges, 1995).	39
Fig. 4.15 - Comportamento à tração de diferentes geotêxteis (McGown et al., 1981).	42
Fig. 4.16 - Curvas de tração-deformação genéricas em geossintéticos: a) Geogrelha biaxial em propileno (tracionado na direção principal); b) Geotêxtil tecido em polipropileno; c) Geotêxtil não tecido em poliéster (adaptado de Marques, 2008).	42
Fig. 4.17 - Exemplos de taludes reforçados: a) aterro; b) reparação de escorregamento de encosta; c) silo (Lopes, 1992).	43
Fig. 4.18 - Exemplos de muros reforçados: a) estrutura de suporte com face em betão; b) estrutura de suporte com face formada por geotêxtil dobrado; c) dique; d) encontro de ponte; e) barragem (Lopes, 1992).	43
Fig. 4.19 - Modo de execução: a) construção escorada; b) construção incremental (Lopes, 1992).	44
Fig. 4.20 - Algumas técnicas aplicadas na construção incremental de estruturas de face vertical reforçadas com geossintéticos: a) utilização de armação; b) utilização de aterro temporário; c) elementos de face em betão pré-fabricado; d) elementos de face em gabiões (Lopes, 1992).	45
Fig. 5.1 - Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excessos de pressão neutra (adaptado de Borges, 1995).	49
Fig. 5.2 - Elemento-barra de 3 nós.	49
Fig. 5.3 - Comparação das superfícies de rotura de uma areia solta e densa definidas pelos critérios de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb no plano octaédrico (adaptado de Borges, 1995).	50
Fig. 5.4 - Linha de estado crítico nos referenciais: a) (p,v,q); b) (p,q); c) (lnp,v). (Borges, 1995).	51
Fig. 5.5 - a) Superfícies de cedência do modelo (p-q- $\theta$ ) (referencial (p,q)); b) endurecimento (trajetória de tensões 1-2); c) amolecimento (trajetória de tensões 3-4); d) superfície de cedência e de estados críticos do modelo (p-q- $\theta$ ) no espaço de tensões principais efetivas. (Borges, 1995).	52
Fig. 5.6 - Representação esquemática do problema base.	53
Fig. 5.7 - Representação esquemática do sistema em estudo.	54
Fig. 5.8 - Diferentes fases de construção (adaptado de Lopes (1992)).	55
Fig. 5.9 - Malha de elementos finitos.	56
Fig. 5.10 - Configuração das deformadas ao fim de 4 semanas (final da construção), 9 e 15 anos.	59
Fig. 5.11 - Assentamento na base do aterro (z=0 m), durante a construção.	60
Fig. 5.12 - Assentamento na base do aterro (z=0 m), no período pós-constutivo.	60
Fig. 5.13 - Evolução temporal dos assentamentos na área de influência da coluna 1, para a profundidade z=0 m.	61
Fig. 5.14 - Evolução temporal dos assentamentos, para a profundidade z=0 m, na área de influência das colunas: a) 2; b) 3; c) 4; d) 5.	62

Fig. 5.15 - Deslocamentos verticais para diferentes profundidades no final da construção.....	63
Fig. 5.16 - Deslocamentos verticais para diferentes profundidades no final da consolidação (771,5 sem.).....	63
Fig. 5.17 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro (h=3,0 m). ....	64
Fig. 5.18 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro para x=0 m e x=12,5 m e do respectivo assentamento diferencial.....	65
Fig. 5.19 - Deslocamentos horizontais da face do muro durante a construção.....	65
Fig. 5.20 - Deslocamentos horizontais da face do muro no período pós-construtivo.....	66
Fig. 5.21 - Excessos de pressões neutras durante a construção. ....	67
Fig. 5.22 - Excessos de pressões neutras no período pós-construtivo. ....	68
Fig. 5.23 - Acréscimos de tensão efetiva vertical, $\Delta\sigma'_y$ , durante a construção. ....	69
Fig. 5.24 - Acréscimos de tensão efetiva vertical, $\Delta\sigma'_y$ , durante a fase pós-construtiva. ....	70
Fig. 5.25 - Acréscimos de tensão efetiva vertical na base do aterro (z=0), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva. ....	72
Fig. 5.26 - Acréscimos de tensão efetiva vertical à profundidade (z=0,1 m), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.....	73
Fig. 5.27 - Acréscimos de tensão efetiva vertical à profundidade (z=0,5 m), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.....	74
Fig. 5.28 - Acréscimos de tensão efetiva vertical à profundidade (z=1,0 m), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.....	75
Fig. 5.29 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 1/solo (x=0,5 m): a) final da construção; b) final da consolidação.....	76
Fig. 5.30 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 2/solo do lado esquerdo (x=2,5 m) e lado direito (x=3,5 m): a) final da construção; b) final da consolidação. ....	77
Fig. 5.31 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 3/solo do lado esquerdo (x=5,5 m) e lado direito (x=6,5 m): a) final da construção; b) final da consolidação. ....	77
Fig. 5.32 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 4/solo do lado esquerdo (x=8,5 m) e lado direito (x=9,5 m): a) final da construção; b) final da consolidação. ....	78
Fig. 5.33 - Tensões horizontais totais na face esquerda (x=11,5 m) e direita (x=12,5 m) da coluna 5, para o final da construção e para o final da consolidação.....	78
Fig. 5.34 - Níveis de tensão durante a construção. ....	79
Fig. 5.35 - Níveis de tensão durante o período pós-construtivo. ....	80
Fig. 5.36 - Cruzetas de tensões principais efetivas: a) final da construção (4 semanas); b) final da consolidação (771,5 semanas). ....	82
Fig. 5.37 - Força de tração no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da construção, em função da distância ao eixo de simetria do aterro.....	83

Fig. 5.38 - Extensão no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da construção, em função da distância ao eixo de simetria do aterro. ....	83
Fig. 5.39 - Força de tração no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria do aterro. ....	84
Fig. 5.40 - Extensão no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria do aterro. ....	84
Fig. 5.41 - Força de tração nos geossintéticos no final da construção: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura). ....	86
Fig. 5.42 - Extensão no geossintético no final da construção: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura). ....	86
Fig. 5.43 - Força de tração no geossintético no final da consolidação: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura). ....	87
Fig. 5.44 - Extensão no geossintético no final da consolidação: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura). ....	87
Fig. 5.45 - Tensões horizontais totais (pressões de terra) na face do muro: a) Fase construtiva; b) fase pós-construtiva. ....	88
Fig. 5.46 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva. ....	90
Fig. 6.1 – Representação esquemática do cálculo G1. ....	93
Fig. 6.2 – Assentamento na base do aterro no final da consolidação para os cálculos G0 e G1 ( $z=0$ m). ....	93
Fig. 6.3 – Assentamento no final da consolidação no centro do topo das diferentes colunas para os cálculos G0 e G1. ....	94
Fig. 6.4 - Evolução temporal dos assentamentos máximos no solo mole e nas colunas na base do aterro, para os dois cálculos em estudo. ....	94
Fig. 6.5 – Assentamento à superfície do aterro ( $h=3,0$ m) no final da consolidação para os cálculos efetuados. ....	95
Fig. 6.6 – Evolução temporal do assentamento à superfície do aterro ( $h=3,0$ m) para os cálculos G0 e G1. ....	96
Fig. 6.7 – Evolução temporal do assentamento diferencial máximo à superfície do aterro para os cálculos em estudo. ....	96
Fig. 6.8 – Deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação para os dois cálculos em estudo. ....	97
Fig. 6.9 – Força de tração no geossintético da base do aterro (nível 1), no final da consolidação, para os cálculos G0 e G1. ....	97
Fig. 6.10 – Extensão no geossintético da base do aterro no final da consolidação, para os cálculos efetuados. ....	98
Fig. 6.11 – Extensão do geossintético nos diferentes níveis para o final da consolidação: a) nível 2; b) nível 3; c) nível 4; d) nível 5. ....	99

Fig. 6.12 – Força de tração máxima do geossintético nos diferentes níveis, no final da consolidação, para os cálculos G0 e G1.....	100
Fig. 6.13 – Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a construção, para os cálculos G0 e G1.....	101
Fig. 6.14 – Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a consolidação, para os cálculos G0 e G1.....	101
Fig. 6.15 – Níveis de tensão no final da construção, para os cálculos em estudo. ....	102
Fig. 6.16 – Níveis de tensão no final da consolidação, para os cálculos em estudo.....	102
Fig. 6.17 – Excessos de pressões neutras no final da construção para os cálculos G0 e G1. ....	103
Fig. 6.18 – Representação esquemática dos cálculos efetuados: a) cálculo A0; b) cálculo A1.....	104
Fig. 6.19 - Assentamento na base do aterro no final da consolidação para os cálculos A0 e A1 (z=0 m). ....	105
Fig. 6.20 - Assentamento no final da consolidação do topo das diferentes colunas para os cálculos A0 e A1. ....	105
Fig. 6.21 - Evolução temporal dos assentamentos máximos no solo mole e coluna na base do aterro, para os dois cálculos em estudo. ....	106
Fig. 6.22 - Assentamento à superfície do aterro no final da consolidação para os dois cálculos efetuados (h=3,0 m). ....	106
Fig. 6.23 - Evolução temporal do assentamento diferencial máximo à superfície do aterro para os dois casos em estudo. ....	107
Fig. 6.24 - Deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação para os dois cálculos efetuados.....	107
Fig. 6.25 - Força de tração no geossintético da base do aterro (nível 1), no final da consolidação, para os cálculos em estudo.....	108
Fig. 6.26 - Força de tração máxima do geossintético nos diferentes níveis, no final da consolidação, para os dois casos em estudo.....	109
Fig. 6.27 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a construção, para os cálculos A0 e A1.....	109
Fig. 6.28 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a consolidação, para os cálculos A0 e A1. ....	110
Fig. 6.29 - Níveis de tensão no final da construção, para os cálculos em análise. ....	110
Fig. 6.30 – Níveis de tensão no final da consolidação para os cálculos em análise. ....	111
Fig. 6.31 – Excessos de pressões neutras no final da construção para os cálculos em análise. ....	112
Fig. 6.32 - Assentamento na base do aterro no final da consolidação para os quatro cálculos em estudo (z=0 m). ....	113
Fig. 6.33 – Assentamentos máximos na base do aterro (coluna e solo mole) para os quatro cálculos em estudo.....	114

Fig. 6.34 – Evolução temporal dos assentamentos máximos no solo mole e coluna na base do aterro, para os quatro cálculos efetuados.....	115
Fig. 6.35 – Assentamento à superfície do aterro no final da consolidação para os quatro cálculos efetuados (h=3,0 m). ....	115
Fig. 6.36 - Evolução temporal do assentamento diferencial máximo à superfície do aterro para os quatro cálculos em estudo.....	116
Fig. 6.37 – Deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação para os quatro cálculos efetuados. ....	117
Fig. 6.38 – Força de tração no geossintético da base do aterro (nível 1), no final da consolidação, para os quatro cálculos em estudo.....	118
Fig. 6.39 – Força de tração máxima do geossintético dos diferentes níveis, no final da consolidação, para os quatro cálculos efetuados.....	118
Fig. 6.40 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da construção e no final da consolidação, para os quatro cálculos efetuados. ....	119
Fig. 6.41 – Níveis de tensão no final da construção, para os cálculos em estudo. ....	120
Fig. 6.42 – Níveis de tensão no final da consolidação, para os cálculos em estudo.....	121
Fig. 6.43 – Excessos de pressões neutras no final da construção para os quatro cálculos efetuados. ....	122



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Vantagens/desvantagens dos diferentes métodos para a construção de aterros sobre solos moles (adaptado de Borba, 2007) .....	5
Quadro 2.2 - Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros (Marques 2008; adaptado de Collin, 2004). .....	8
Quadro 3.1 - Equipamento utilizado nos diferentes sistemas de jet grouting – jato simples, jato duplo e jato triplo (Carreto, 1999). .....	20
Quadro 3.2 – Principais características dos sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 1999)....	21
Quadro 3.3 -Valores limite dos parâmetros do jet groutig. Sistemas de jato simples, duplo e triplo (Carreto, 1999). .....	23
Quadro 3.4 - Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting (adaptado de Carreto, 2000). .....	27
Quadro 4.1 - Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (Bouazza et al, 2002; adaptado de Koerner, 1998). .....	40
Quadro 5.1 - Características da argila e do material de aterro. Borges (1995). .....	57
Quadro 5.2 - Valores de $K_0$ e OCR para a argila. ....	57
Quadro 5.3 - Características do geossintético. ....	57
Quadro 5.4 - Características do jet grout. ....	58
Quadro 6.1 – Cálculos paramétricos.....	92
Quadro 6.2 – Alterações em relação ao problema base. ....	92
Quadro 6.3 – Alterações em relação ao problema base. ....	104
Quadro 6.4 – Alterações em relação ao problema base. ....	113







## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

### LETRAS LATINAS

$A_c$  ou  $A_{(coluna)}$  – área da coluna de jet grout

$A_s$  – área do solo

$E$  – módulo de deformabilidade

$E_{eq}$  – módulo de elasticidade equivalente

$E_{50\%}$  - módulo de deformabilidade secante no ponto correspondente a 50% da resistência ao corte

$f$  – coeficiente de eficácia do sistema de reforço

$H$  – altura de aterro

$J$  – rigidez à tração do geossintético

$k$  – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica

$k_x, k_y$  – coeficientes de permeabilidade segundo as direções  $x$  e  $y$

$K_0$  – coeficiente de impulso em repouso

$l$  – comprimento da coluna

$l_{aterro}$  – largura do aterro

$M$  – declive da linha de estados críticos no referencial  $p$ - $q$

$N$  – parâmetro do modelo ( $p$ - $q$ - $\theta$ ) correspondente ao volume específico do solo a uma tensão  $p$  igual à unidade

$N_{SPT}$  – número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30 cm

$p$  – tensão média efetiva

$q$  – tensão de desvio

$Q_c$  – carga suportada pela coluna

$Q_t$  – carga total do aterro

$t$  – espessura do geossintético

$x, y, z$  – coordenadas cartesianas

### LETRAS GREGAS

$\Delta l$  – assentamento médio

$\Delta \sigma'_y$  – acréscimo médio de tensão efetiva vertical

$\varepsilon$  – deformação

$\varepsilon_q$  – deformação distorcional

$\varepsilon_m$  – extensão média

$\varepsilon_v$  – deformação volumétrica

$\Phi'$  – ângulo de atrito interno definido em termos de tensões efetivas

$\gamma$  – peso específico do material

$\Gamma$  – parâmetro do modelo (p-q- $\theta$ ) correspondente ao volume específico de solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade

$\lambda$  – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial ( $\ln p$ ,  $v$ )

$\nu$  – coeficiente de Poisson

$\nu'$  – coeficiente de Poisson definido em termo de tensões efetivas

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$  – tensões principais efetivas (máxima, intermédia e mínima)

$\sigma_{(coluna)}$  – acréscimo de tensão média sobre a coluna

$\tau$  – tensão tangencial

$\theta$  – invariante das tensões

#### ABREVIATURAS

A/C – relação água/cimento

IGS – Sociedade Internacional de Geossintéticos

JJGA – Associação Japonesa de Jet Grouting

JET1 – sistema de jato simples

JET2 – sistema de jato duplo

JET3 – sistema de jato triplo

OCR – grau de sobreconsolidação

PA – poliamidas

PE – polietileno

PET – politereftalato de etileno

PP – polipropileno

PS – poliestireno

PT – poliéster

PVC – policloreto de vinilo

PTC – plataforma de transferência de carga

SL – nível de tensão

SPT – ensaio Standard Penetration Test







# 1

## INTRODUÇÃO

Em Portugal, o êxodo da população rural do interior para o litoral tem provocado uma concentração populacional nesta zona. De facto, cerca de 76 % da população Portuguesa reside em 20 % do seu espaço físico. Do mesmo modo, em diversos países, a ocupação crescente das áreas superficiais, resultado do crescimento económico e social das populações, tem conduzido nas últimas décadas à necessidade de construção em maciços com fracas características geotécnicas, ou de difícil utilização como zonas aluvionares constituídas por solos saturados, pouco resistentes, muito compressíveis e pouco permeáveis, designados por solos moles.

A construção de aterros sobre solos argilosos moles constitui, ainda hoje, um problema para os engenheiros geotécnicos, proporcionando o desenvolvimento de diversas técnicas construtivas com vista a tornar possível a execução deste tipo de obras. As principais dificuldades residem na garantia da segurança relativamente à estabilidade global e na existência, por regra, de assentamentos (totais e diferenciais) elevados e diferidos no tempo.

De entre as várias técnicas existentes que permitem minorar estes inconvenientes, destaca-se a pré-carga ou sobrecarga temporal, a remoção/substituição do solo mole (total ou parcial), o emprego de materiais leves no corpo do aterro, a introdução de drenos verticais no solo, o reforço com colunas de brita, a construção faseada do aterro, o reforço do aterro com geossintéticos, o reforço do solo de fundação com colunas e plataformas de transferência de carga sobre colunas, etc.

A abordagem do reforço de solos com colunas e plataformas de transferência de carga revela-se bastante vantajosa, nomeadamente na redução dos assentamentos e na rapidez de execução. Neste método podem ser aplicados vários tipos de colunas como sejam estacas de betão pré-fabricadas, estacas de aço, colunas de madeira, colunas de jet grout, etc. As plataformas de transferência de carga podem ser constituídas por diversos materiais, nomeadamente geossintéticos e betão armado.

No presente trabalho, o grande objetivo consiste na modelação numérica e análise do comportamento de muros de terra reforçada com geossintéticos, fundados em solo mole reforçado com colunas de jet grout. Para o efeito, utiliza-se um programa de elementos finitos desenvolvido por Borges (1995), que inclui formulação acoplada mecânico-hidráulica (análise tendo em conta os efeitos da consolidação) e modelos constitutivos do solo baseados na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- $\theta$ ).

Assim, o estudo efetuado desenvolve-se ao longo de 7 capítulos.

No presente capítulo é efetuado um enquadramento geral do trabalho e descreve-se sumariamente o conteúdo dos diversos capítulos.

No capítulo 2 é feita uma breve revisão bibliográfica de aterros sobre solos moles reforçados com colunas, onde se descrevem os diferentes tipos de plataformas de transferência de carga, dando-se evidência ao sistema de reforço com colunas encabeçadas por geossintético e respectivos mecanismos de transferência de carga.

No capítulo 3 descreve-se, em linhas gerais, a técnica de jet grouting utilizada no reforço de solos, fazendo-se referência aos parâmetros que influenciam o processo construtivo e o dimensionamento.

No capítulo 4 apresentam-se diversos aspetos de carácter geral relativos aos geossintéticos, essencialmente quando estes desempenham a função de reforço de aterros.

No capítulo 5, após uma breve descrição do modelo numérico utilizado, é simulado um problema base de um muro de terra reforçada com geossintéticos sobre solo mole reforçado com colunas de jet grout, analisando-se o seu comportamento desde o início da construção até ao final da consolidação.

No capítulo 6 apresenta-se um estudo paramétrico, tendo como base de estudo o problema analisado no capítulo 5, aprofundando-se o conhecimento deste tipo de estruturas no que respeita à influência do comprimento dos reforços do aterro, da disposição das colunas de jet grout e da rigidez das colunas.

Finalmente o capítulo 7 é dedicado às principais conclusões do estudo realizado, apontando-se também algumas direcções para desenvolvimentos que possam ser realizados no futuro.

## 2

## ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS

### 2.1. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A construção de aterros sobre solos moles representa um problema para a engenharia geotécnica, dada a reduzida capacidade de carga e elevada deformabilidade dos solos moles provocando elevados deslocamentos laterais e assentamentos diferenciais e totais excessivos, muitas vezes incompatíveis com os requisitos deste tipo de obras.

Existem diversos métodos que permitem minimizar o impacto dos fatores que podem levar à rotura global ou ao ineficaz desempenho em termos de deslocamentos. Os resultados obtidos dependem da solução adotada, no entanto, a solução mais adequada não se resume a aspetos meramente técnicos, económicos ou de tempo, resultando sempre do confronto destes com aspetos construtivos e de disponibilidades de maquinaria e mão-de-obra.

Segundo Abdullah (2006) os métodos mais comuns são:

- Pré-carregamento, para melhoramento das propriedades do solo;
- Drenos verticais de modo a acelerar o processo de consolidação do solo;
- Substituição total ou parcial do solo mole por materiais granulares;
- Utilização de materiais leves no corpo do aterro, para aliviar as cargas no solo mole;
- Reforço horizontal do aterro através de geossintéticos ou outros elementos de reforço, para aumentar a estabilidade;
- Fundações com colunas ou estacas;
- Fundação com colunas/estacas encabeçadas por plataforma de transferência de carga de geossintético;

A todos os métodos estão associadas vantagens e desvantagens. Os mais rápidos acarretam, normalmente, custos mais elevados, outros necessitam de um longo período de tempo até surgirem os efeitos desejados, sendo menos dispendiosos.

O pré-carregamento consiste em aplicar uma sobrecarga para que, depois de retirada a ação adicional, se tenham já processados os assentamentos de forma tal que venham a ser praticamente inexistentes os assentamentos posteriores. Esta técnica pode ser acompanhada com a implantação de uma malha de drenos verticais, colocados no terreno natural numa extensão correspondente à área de influência da construção, os quais se ligam a uma camada de material drenante, na base do aterro, cuja presença é essencial ao bom funcionamento do sistema (Borges, 1995).

No caso das fundações com estacas, o processo de construção é relativamente rápido, no entanto os custos associados são elevados.

A substituição parcial ou total do solo é o método mais antigo, sendo a viabilidade da sua aplicação reduzida dada a necessidade de local para deposição deste material (Almeida e Marques, 2004) e dependendo da espessura dos solos. De facto, esta técnica só é economicamente viável se a espessura dos solos moles for relativamente pequena (poucos metros) (Borges, 1995).

A utilização de materiais leves no corpo do aterro constitui, geralmente, uma solução interessante, já que é menor a solicitação do solo de fundação, reduzindo-se os problemas relacionados com a estabilidade global e com a grandeza dos assentamentos a longo prazo. Os inconvenientes desta técnica dizem respeito aos custos associados, e ao comportamento mecânico de alguns dos materiais, sendo necessário um estudo da natureza, propriedades e comportamento ao longo do tempo de cada novo material, antes do emprego desta técnica construtiva (Borges, 1995).

O reforço de aterros por meio de uma plataforma de transferência de carga de geossintético sobre colunas é considerado uma boa solução de engenharia na garantia da estabilidade da obra. Trata-se de um método cada vez mais popular a partir dos anos 90 (Almeida et al., 2007), que conjuga o método de reforço com colunas/estacas (que utiliza o efeito de arco do material granular do aterro) com o método do reforço de aterros com geossintéticos, permitindo uma melhor transferência de cargas para as colunas, melhorando, por sua vez, o comportamento global da obra.

Os geossintéticos são materiais com elevada resistência à tração, sendo esta uma característica que falta ao solo (Gangakhedkar, 2004). Através da introdução do geossintético na base do aterro há uma maior transferência das cargas para as colunas, que se traduz numa redução das cargas que solicitam o solo de fundação. Deste modo, os assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo de fundação são também menores. Sendo menor a carga transmitida ao solo de fundação, o espaçamento entre as colunas de reforço pode ser maior, tornando menor o custo total do sistema (Abdullah, 2006).

O Quadro 2.1 apresenta uma síntese das vantagens/desvantagens e observações dos diferentes métodos.

Quadro 2.1 – Vantagens/desvantagens dos diferentes métodos para a construção de aterros sobre solos moles (adaptado de Borba, 2007)

Método	Desvantagem	Adequabilidade	Observação
Drenos verticais	Menor eficiência em solos turfosos e orgânicos	Boa	Rápido e caro
Pré-carregamento	Tempo prolongado	Baixa se assentamentos desejados forem reduzidos	Lento e barato
Substituição da argila	Local de deposição do solo extraído	Boa em casos de total substituição	Rápido e caro
Aterro com materiais leves	Necessidade de proteção de material leve	Baixa se assentamentos desejados forem reduzidos	Rápido e caro
Geossintéticos	Assentamentos elevados	Boa	Rápido com custo moderado
Colunas/Estacas granulares	Necessidade de equipamentos e testes preliminares de campo	Boa se associada a testes de campo	Rápido e caro
Colunas/Estacas não granulares	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro
Colunas/Estacas reforçadas com geossintético	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro

## 2.2. ATERROS SOBRE COLUNAS

A construção de aterros sobre estacas surgiu na Suécia há cerca de 70 anos, aquando da construção de uma estrada. Nos países Escandinavos era recorrente a construção de aterros sobre estacas em detrimento da construção de pontes ou utilização de drenos de areia (Rathmayer, 1975). De facto, em 1983, o Regulamento do National Swedish Road Board recomendava o uso de estacas na construção de aterros sobre solos moles com mais de 6 metros de profundidade (Holmberg, 1978).

Na década de 60 o reforço de aterros era feito através de estacas de madeira pouco espaçadas entre si, com estacas inclinadas nas extremidades para fazer face ao impulso lateral provocado pelo aterro (Abdullah, 2006).

Surgem, posteriormente, as estacas com maciço de encabeçamento, com maior área à superfície o que permitia reduzir o intervalo de solo carregado entre colunas, aumentando-se assim o espaçamento entre estas (Abdullah, 2006).

A ideia de usar geossintéticos sob aterros apoiados em estacas surgiu da dificuldade de instalação de estacas inclinadas em argilas moles até ao maciço resistente. Este método revelou-se eficaz na prevenção da instabilidade horizontal do aterro. O trabalho então desenvolvido por Holtz e Massarsch (1976) foi uma referência nesta área, apesar de, hoje em dia, a aplicação do geossintético no reforço de aterros sobre colunas não se dever já à dificuldade de instalação das colunas inclinadas.

Reid e Buchanan (1984) documentaram que a técnica de reforço de aterros sobre colunas com geossintéticos foi aplicada para prevenir assentamentos diferenciais entre um aterro sobre um solo mole e o encontro de uma ponte sobre estacas profundas. Os trabalhos de Jones (1990) no Reino Unido culminaram com a introdução dos aterros sobre estacas reforçados com geossintético na British Standard BS8006, em 1995.

As aplicações mais ajustadas para as plataformas de transferência de carga sobre colunas são (Han e Gabr, 2002):

- Aterros sobre solos moles;
- Aterros de aproximação a encontros de pontes sobre fundações profundas;
- Aterros relativamente baixos nos quais o efeito de arco não se desenvolve completamente;
- Novos aterros adjacentes a aterros ou estruturas já existentes;
- Apoio de muros de contenção em solos moles;
- Apoio de reservatórios de armazenamento.

A Fig. 2.1 ilustra algumas situações onde é usada a plataforma de transferência de carga de geossintético no encabeçamento de colunas, em aterros.

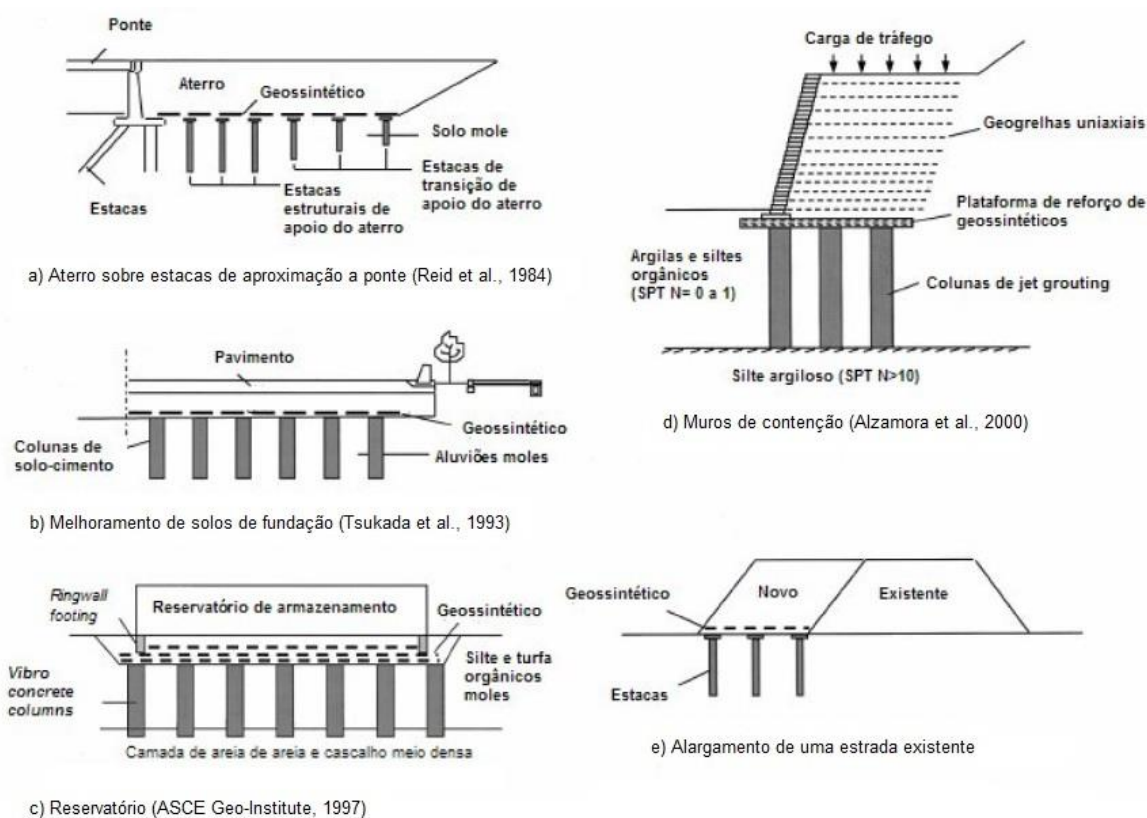


Fig. 2.1 - Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Gabr, 2002)

### 2.2.1. TIPOS DE COLUNAS

Em aterros sobre solos moles, as estacas não são o único sistema de fundação possível. Existem diversos tipos de colunas como é o caso das colunas de betão, geopiers, colunas de cal/cimento, colunas de jet-grout, etc, que têm vindo a ser aplicadas neste tipo de obras e que apresentam resultados muito satisfatórios (Marques, 2008).

As colunas são uma parte integrante do sistema de reforço através de plataformas de transferência de carga, recebendo grande parte da solicitação devida à construção do aterro transferindo-a para o solo firme. A sua função no sistema de reforço é assim minimizar o assentamento do aterro e o deslocamento lateral por corte do solo de fundação, (Abdullah, 2006).

As estacas pré-fabricadas (estacas de madeira, aço, betão pré-fabricado, betão pré-esforçado, etc) são usadas tanto nos sistemas convencionais de reforço de aterros como nos sistemas de reforço através de plataformas de transferência de carga. No entanto, estes sistemas têm vindo a ser substituídos por colunas executadas *in situ*, cuja profundidade de penetração é limitada, sendo a sua aplicação reduzida aos casos em que a profundidade do estrato mole não excede os 12 m ou, na possibilidade de valores de assentamentos elevados, a solos moles com maior profundidade (Abdullah, 2006).

Vários métodos atuais de análise e projeto de aterros com colunas como reforço do solo de fundação não contam com a contribuição do solo mole como suporte de cargas. Nestes casos as colunas são dimensionadas para suportar a totalidade da carga do aterro.

No Quadro 2.2 é apresentada uma lista dos tipos de estacas/colunas que podem ser usadas para suporte de aterros e, nomeadamente, incluídas nos sistemas de reforço com plataformas de transferência de carga (Marques 2008).

Segundo diversos autores (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Rao, 2006), a preferência de sistemas de colunas em detrimento das estacas tem algumas vantagens, das quais se destacam:

- Na maioria das colunas não são necessários maciços de encabeçamento pois as colunas têm, à partida, uma área suficiente face às solicitações a que vão estar sujeitas, ou caso isso não se verifique, existe a possibilidade de aumentar o diâmetro próximo do topo desta;
- Como normalmente as colunas apresentam menos rigidez do que as estacas, a distribuição de tensões e o assentamento diferencial entre o solo de fundação e o topo da coluna não será tão elevado como no caso das estacas;
- As colunas que têm um diâmetro menor podem não ser capazes de suportar grandes cargas, sendo, por isso, colocadas pouco espaçadas, funcionando como um conjunto e não necessitando de maciços de encabeçamento.

A escolha do tipo de coluna depende do projeto em causa, que determinará a capacidade de carga que irá sujeitar a coluna e o respetivo custo.

No problema em estudo nesta dissertação, foram usadas colunas de jet grout como elemento de reforço do solo de fundação com plataforma de transferência de carga em geossintético.

Quadro 2.2 - Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros (Marques 2008; adaptado de Collin, 2004).

Estaca/Coluna	Intervalo de capacidade de carga (KN)	Comprimento habitual (m)	Diâmetro habitual (cm)
Estaca de madeira	100 - 500	5 - 20	30 - 55
Estacas de aço H	400 - 2000	5 - 30	15 - 30
Estacas de aço tubulares	800 - 2500	10 - 40	20 - 120
Estacas de betão pré-fabricadas	400 - 1000	10 - 15	25 - 60
<i>Cast-in-place concrete Shell (mandrel driven)</i>	400 - 1400	3 - 40	20 - 45
<i>Shell driven without mandrel</i>	500 - 1350	5 - 25	30 - 45
Estacas <i>Auger cast</i>	350 - 700	5 - 15	30 - 40
Microestacas	300 - 1000	20 - 30	15 - 25
Colunas "Soil mix"	400 - 1200	10 - 30	60 - 300
Colunas de brita	100 - 500	3 - 10	45 - 120
<i>Geotextile encased column</i>	300 - 600	3 - 10	80 - 150
<i>Geopier</i>	130 - 650	3 - 8	60 - 90
<i>Vibro concrete column</i>	200 - 600	3 - 10	45 - 60

## 2.2.2. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

De acordo com Abdullah (2006) existem quatro tipos de plataformas de transferência de carga (PTC) para reforço de aterros sobre colunas:

- PTC convencional granular não-reforçada;
- PTC em betão (rígida);
- PTC com geossintético funcionando como membrana (cabo, catenária);
- PTC em viga flexível com vários níveis de geossintéticos.

A Fig. 2.2 ilustra os esquemas estruturais das diferentes PTC. Segue-se a descrição de cada uma delas.



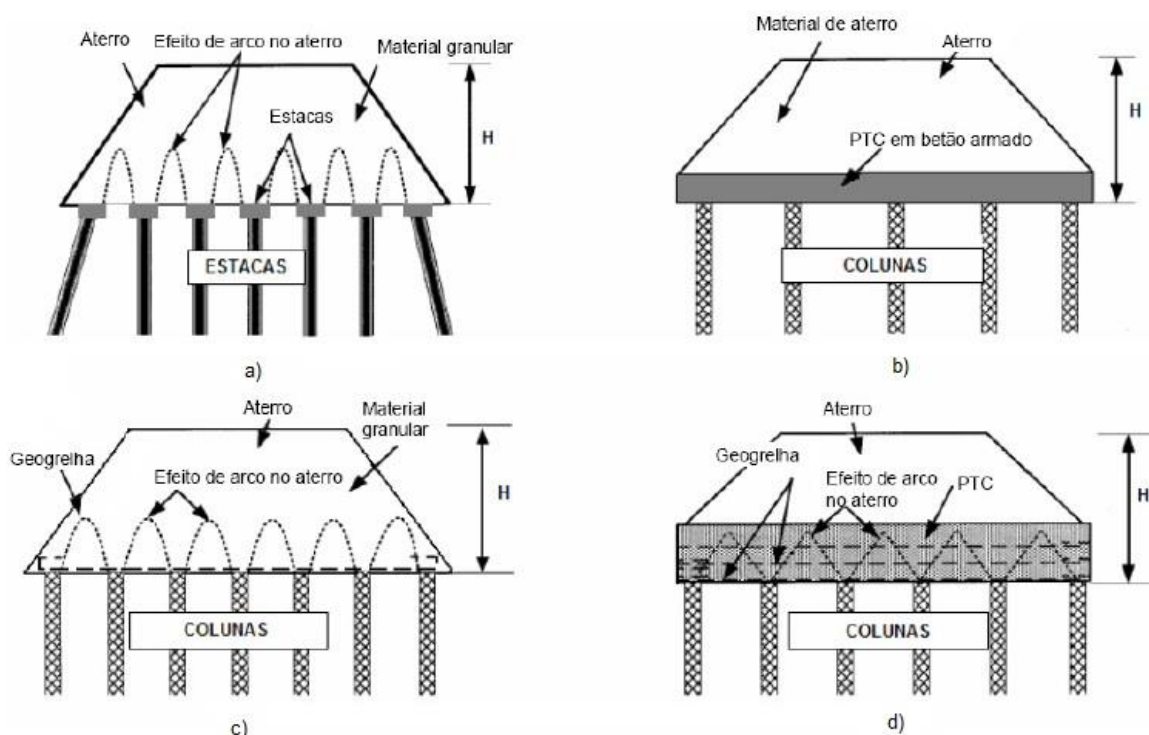


Fig. 2.2 - Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de betão armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (Marques 2008; adaptado de Abdullah, 2006).

#### 2.2.2.1. PTC convencional granular não-reforçada

Num aterro convencional sobre estacas, a transferência de carga realiza-se essencialmente através da mobilização do efeito de arco no material granular que constitui o aterro. Como não há reforço na base do aterro, todo o peso do solo por baixo do arco é suportado pelo solo mole. Em consequência, desenvolvem-se tensões no solo mole que resultam não só em deslocamentos verticais, mas também laterais nas extremidades do aterro. Para prevenir os deslocamentos laterais são instaladas estacas inclinadas nessas extremidades. É necessário que o aterro tenha uma altura superior à do arco, de forma a minimizar os assentamentos à superfície. A altura do arco é função da distância livre entre os encabeçamentos das estacas. Daí a vantagem de colocar no topo das estacas o maciço de encabeçamento, pois permite aumentar o espaçamento entre elas. Nos aterros convencionais sobre estacas, a percentagem de área dos encabeçamentos em relação à área plana da base do aterro varia entre 50 a 70% (Han e Gabr, 2002).

#### 2.2.2.2. PTC em betão (rígida)

Esta plataforma de transferência de carga é geralmente constituída por uma laje de betão armado betonada sobre as colunas. A laje é projetada dando especial atenção à resistência ao punçoamento nos apoios nas colunas (principalmente quando se trata de colunas muito rígidas como é o caso das estacas), tendo em conta que todas as cargas, incluindo o peso próprio da laje, são transmitidas diretamente às colunas. Não se desenvolve nenhum efeito de arco no aterro, pelo que o material que

constitui o aterro não é importante, desde que se trate de um material adequado para o formar. A espessura da laje é função do espaçamento das colunas, da altura do aterro e de eventuais sobrecargas, assumindo normalmente valores entre os 0,30 e os 0,50 m (Abdullah, 2006).

Dado o seu elevado custo, esta solução é pouco usual.

#### 2.2.2.3. PTC com geossintético funcionando como membrana (cabo ou catenária)

A plataforma de transferência de carga em catenária é constituída por uma ou, no máximo, duas camadas de geossintético, colocadas a alguma distância sobre as colunas. A plataforma é constituída por material granular, que normalmente constitui também o aterro. O ângulo de atrito do material deve ser maior ou igual a 30° (Abdullah, 2006).

O reforço (geossintético) comporta-se como um elemento estrutural. Os métodos de dimensionamento de PTC Britânico, Alemão e Nórdico são baseados na teoria dos cabos ou método da catenária. Este método baseia-se nos seguintes princípios (Marques, 2008):

- O mecanismo de efeito de arco forma-se no aterro;
- O reforço deforma-se durante a colocação da carga;
- Todas as cargas verticais são suportadas pelas colunas;
- A extensão inicial admissível é de 6% e a extensão por fluência não deve exceder os 2%;
- O reforço deve estar o mais próximo possível do topo das colunas (BS8006, 1995; Collin, 2004).

#### 2.2.2.4. PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (método de Collin)

O método de Collin (2004) difere dos restantes métodos porque se baseia no princípio de que várias camadas de geossintético (três ou mais) formam uma viga flexível que distribui a carga do aterro para as colunas. Neste caso o efeito de arco é acentuado pela interação com as camadas de geogrelha. Teoricamente, esta plataforma de transferência de carga consegue carregar mais carga com menores assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo de fundação. Assim o espaçamento entre as colunas pode ser maior, mas com uma tensão no reforço igual ou menor à obtida com o método da catenária.

O Método de Collin (2004) baseia-se nos seguintes princípios:

- A espessura da PTC é maior ou igual a metade do vão livre entre colunas;
- Devem ser usadas pelo menos três camadas de reforço;
- A distância entre camadas varia entre 0,3 e 0,45 m;
- O material de preenchimento da plataforma é selecionado;
- A principal função do reforço é proporcionar confinamento para que o efeito de arco no aterro se desenvolva dentro da camada de reforço;
- O “arco” faz um ângulo de 45° com a vertical e começa no topo da coluna;
- A função secundária do reforço é suportar a “cunha” de solo por baixo do arco;
- Toda a carga vertical do aterro sobre o arco é transferida para as colunas;
- A extensão inicial máxima permitida no geossintético é de 5%.

### 2.2.3. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICO (CATENÁRIA)

A utilização de aterros reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético tem como objetivo proporcionar a transferência de carga do aterro diretamente para as colunas, apoiadas numa camada mais resistente quando possível, ou a transmissão por atrito lateral ao solo mole quando estas não possam ter um comprimento suficiente para atingir uma camada rígida. Deste modo, as tensões instaladas na base do aterro são atenuadas, e consequentemente, reduzem-se os assentamentos verificados na base do aterro. Segundo Spotti (2006) são as seguintes as principais características deste método de reforço:

- Permite a rápida construção do aterro sem a necessidade de aguardar pelo processo de consolidação;
- Elimina a necessidade de solos adicionais para acelerar o processo de consolidação (pré - carregamento) ou compensar os efeitos dos assentamentos excessivos;
- Reduz o impacto no meio ambiente graças aos menores volumes de material de jazida necessários para a construção do aterro.

Tendo em conta que todos os métodos de dimensionamento preconizam o dimensionamento do aterro contra vários modos de colapso, projetando o aterro para os estados limites último e de utilização, resumem-se os procedimentos a seguir no método de dimensionamento de aterros reforçados com colunas encabeçadas por geossintéticos segundo Abdullah (2006):

- Dimensionamento da coluna, incluindo o espaçamento entre colunas;
- Verificação da estabilidade da fundação nas extremidades do aterro, zonas onde se mobilizam impulsos e deslocamentos horizontais;
- Dimensionamento da plataforma de transferência de carga;
- Dimensionamento ao deslizamento lateral do aterro;
- Verificação da adequação do comprimento de sobreposição do reforço;
- Verificação da estabilidade global do aterro considerando a presença das colunas.

Os estados limites últimos a serem considerados no dimensionamento, segundo a BS8006 (1995), são os seguintes (ver Fig. 2.3):

- Capacidade de carga do grupo de colunas (Fig. 2.3a));
- Adequada disposição das colunas nos limites laterais do aterro (Fig. 2.3b));
- Distribuição das cargas nos capitéis (Fig. 2.3c));
- Estabilidade ao deslizamento lateral dos taludes do aterro (Fig. 2.3d));
- Estabilidade global do aterro (Fig. 2.3e));

Para os estados limites de serviço, a BS8006 (1995) considera (Fig. 2.4):

- Deformação excessiva do reforço (Fig. 2.4a));
- Assentamento excessivo das estacas de fundação (Fig. 2.4b));

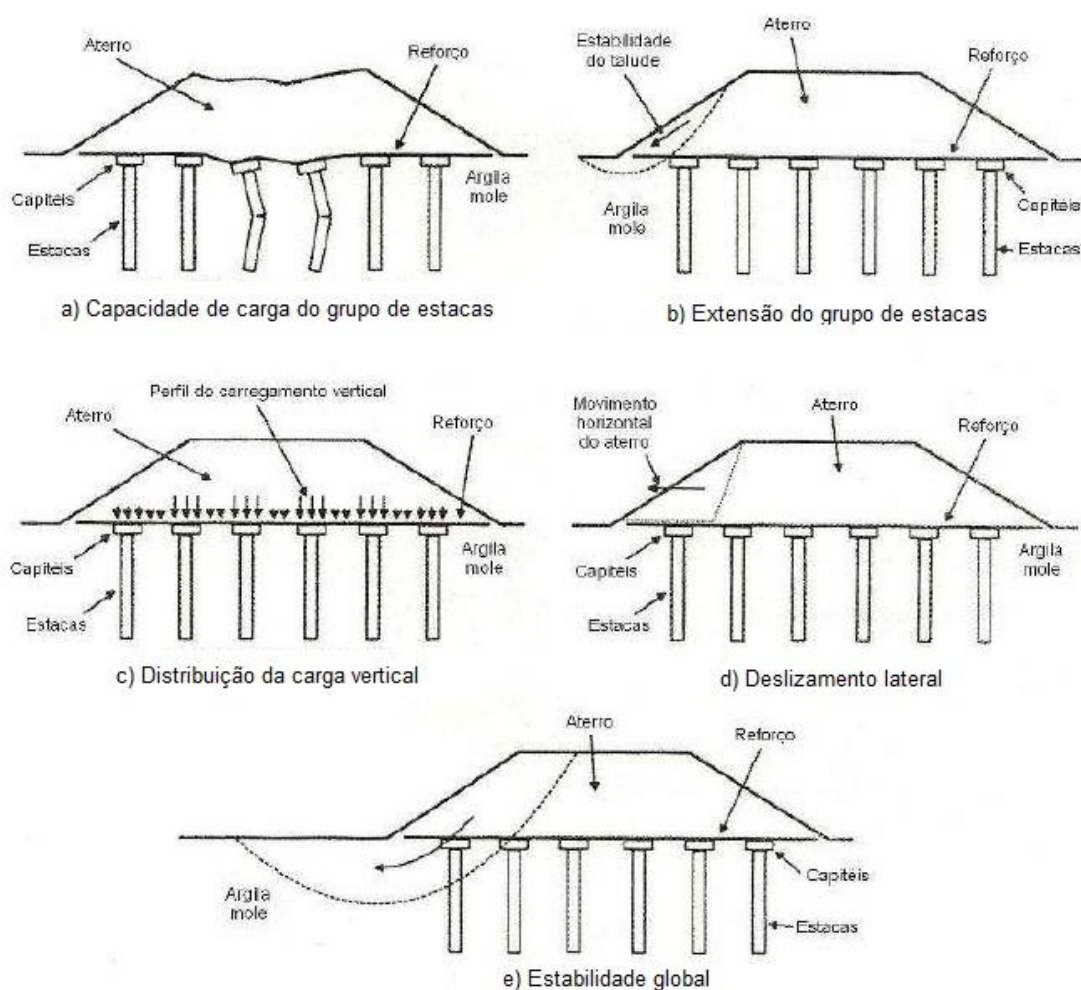


Fig. 2.3 - Estados limites últimos para aterros sobre estacas/columnas (adaptado de BS8006, 1995).

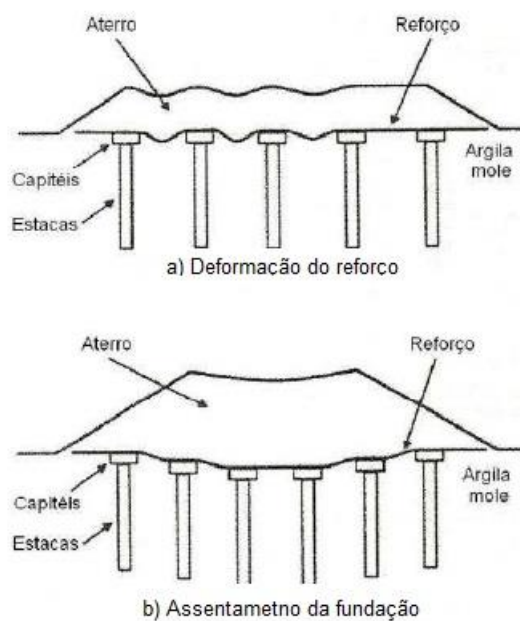


Fig. 2.4 - Estados limites de serviço para aterros sobre estacas/columnas (adaptado de BS8006, 1995).

### 2.2.3.1. Mecanismo de transferência de carga

O material do aterro entre as duas colunas tem uma tendência para se mover para baixo devido à presença de solo mole debaixo do aterro. Este movimento é parcialmente impedido pela resistência ao corte,  $\tau$ , do corpo do aterro acima das colunas. O desenvolvimento desta resistência ao corte reduz a pressão a atuar no geossintético aumentando a carga nas colunas. O apoio proporcionado pelo solo mole reduz também a carga no geossintético e, consequentemente, a sua tensão devido à carga vertical (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Han e Gabr, 2002 e Rao, 2006).

O mecanismo de transferência de carga do corpo do aterro para as colunas foi denominado por Terzaghi (1943) como “efeito de arco do solo” (Han e Gabr, 2002). Terzaghi (1943) descreveu este mecanismo como “um dos mais universais fenómenos encontrados em solos tanto no campo como em laboratório”.

Durante e após a construção do aterro, o solo de fundação consolida ocorrendo assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo mole de fundação. Desenvolvem-se tensões de corte no corpo do aterro, transmitindo por efeito de arco as tensões verticais para as colunas, reduzindo por sua vez a solicitação do solo mole.

Diversos autores (Huat et al., 1994; Ooi et al., 1987; Reid e Buchanan, 1984), tendo por base medições de campo, relataram que a carga suportada pelas colunas aumenta com o tempo, em resultado do desenvolvimento do efeito de arco acima destas. O grau de arqueamento é função da distância entre as colunas, da altura do aterro e das propriedades do material constituinte, e da rigidez das colunas em relação ao solo de fundação (Lawson, 1992).

Os assentamentos diferenciais à superfície do aterro dependem do espaçamento entre colunas ou estacas. Para estes serem reduzidos, o espaçamento entre estes elementos de reforço não pode ser muito elevado. Para o efeito, a BS8006 (1995) recomenda que a altura de aterro não deve ser inferior a 0,7 vezes o espaçamento entre maciços de encabeçamento para estacas em matriz quadrada. Rogbeck et al. (1998) recomenda que a altura de aterro deve ser pelo menos igual ao espaçamento dos maciços de encabeçamento, e que este deve ter pelo menos três pés de altura (0,914 m). Collin (2004) sugere que a altura de aterro deverá ser igual ou maior que o vão livre entre as colunas e o espaçamento entre colunas adjacentes não deve ultrapassar os 10 pés (3,05 m). Kempfert et al. (2004) recomenda que o espaçamento diagonal entre colunas numa matriz quadrada não deve exceder 10 pés (3,05 m) para cargas estáticas ou 8 pés (2,44 m) para elevadas cargas dinâmicas. Hewlett e Randolph (1988) recomendam que a altura de aterro deve ser pelo menos duas vezes o espaçamento entre centros de colunas, sendo esta a limitação mais conservadora das mencionadas.

O uso de geossintético na base do aterro tem o objetivo de aumentar a transferência de carga do aterro para as colunas, traduzindo-se numa redução dos assentamentos totais e diferenciais, tanto na base como no topo do aterro. Deste modo, a transferência de carga deve-se ao efeito de arco do solo, à tensão na plataforma de transferência de carga e à concentração de tensões devido à diferença de rigidez entre o solo e as colunas. A grandeza de cada componente depende de vários fatores: do tipo de material de aterro, da rigidez à tração do reforço, do módulo de deformabilidade das colunas e do diâmetro e espaçamento das colunas, etc. (Rao, 2006).

Nos cálculos de projeto, o grande problema consiste na avaliação da proporção das cargas verticais suportadas pelo reforço entre as colunas e da proporção das cargas suportadas por estas. De facto, a maioria dos métodos de dimensionamento de aterros reforçados com colunas ignora a contribuição do solo mole para o suporte da carga do aterro, considerando que a totalidade da carga é transmitida às colunas. O peso do solo sob o arco é suportado somente pelo geossintético. São exemplos o método

Britânico e o método Nórdico. Por outro lado, o método de Collin não ignora a contribuição do solo mole e considera que as cargas sob o arco são transferidas para o geossintético e para o solo por baixo deste.

# 3

## JET GROUTING

### 3.1. HISTÓRIA DO JET GROUTING

O jet grouting é uma técnica de melhoria de solos, inicialmente desenvolvida na década de setenta, no Japão, Reino Unido e em Itália. Esta técnica tem sido aplicada ao longo dos últimos trinta anos em diversas obras por todo o mundo, vindo a evoluir significativamente. Em 1993 foi aplicada pela primeira vez em Portugal, em Setúbal (Carreto, 1999; Falcão et al., 2000; Marques, 2008).

A tecnologia jet grouting representa uma alternativa às soluções tradicionais de reforço/melhoramento de solos como é o caso das fundações de estacas de betão. Uma vez que se trata de uma técnica muito versátil de reforço de solos é uma solução adequada para diversos tipos de obras geotécnicas. A possibilidade de tratar uma gama ampla de solos, com diversas geometrias de tratamento e sem introduzir vibrações são algumas das suas vantagens, que ganham especial importância em zonas urbanas (Carreto, 1999; Falcão et al., 2000).

A técnica de jet grouting apresenta um elevado espectro de aplicação, podendo ser empregue na construção de túneis, em escavações, fundações e reforço de fundações, cortinas de estanquidade de barragens, consolidação de terrenos, estabilização de taludes, selagem de aterros constituídos por materiais contaminados, podendo em algumas situações desempenhar simultaneamente mais que uma função (Marques, 2008)

### 3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING

O jet grouting é uma solução de melhoria das características geotécnicas do solo, sem escavação prévia, através da injeção de calda de cimento a altas pressões (de 20 a 40 MPa). Para tal, são utilizados um ou mais jatos horizontais e verticais que, devido à sua energia cinética, têm a capacidade de desagregar a estrutura natural do terreno, misturando as partículas de solo com calda de cimento. Deste processo resulta um material com melhores características mecânicas e de menor permeabilidade do que o terreno original (Ribeiro, 2010).

Esta técnica desenvolve-se nas seguintes fases:

- Corte – a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas de solo ou fragmentos do solo são dispersos pela ação de um ou mais jatos horizontais de elevada velocidade;
- Mistura e substituição parcial do solo – Parte do solo é substituída e a outra parte é misturada com a calda injetada através dos bicos de injeção;
- Cimentação – Consolidação do solo misturado com a calda de cimento.

### 3.2.1. EQUIPAMENTOS E PROCEDIMENTO

O equipamento necessário à execução desta técnica é composto por:

- Central de calda de cimento;
- Bomba de injeção a alta pressão;
- Compressor (sistemas JET 2 e JET 3; ver ponto 3.3);
- Sonda hidráulica com torre;
- Varas de jet grouting;
- Mangueiras flexíveis, que fazem a ligação entre as varas e a bomba a alta pressão;

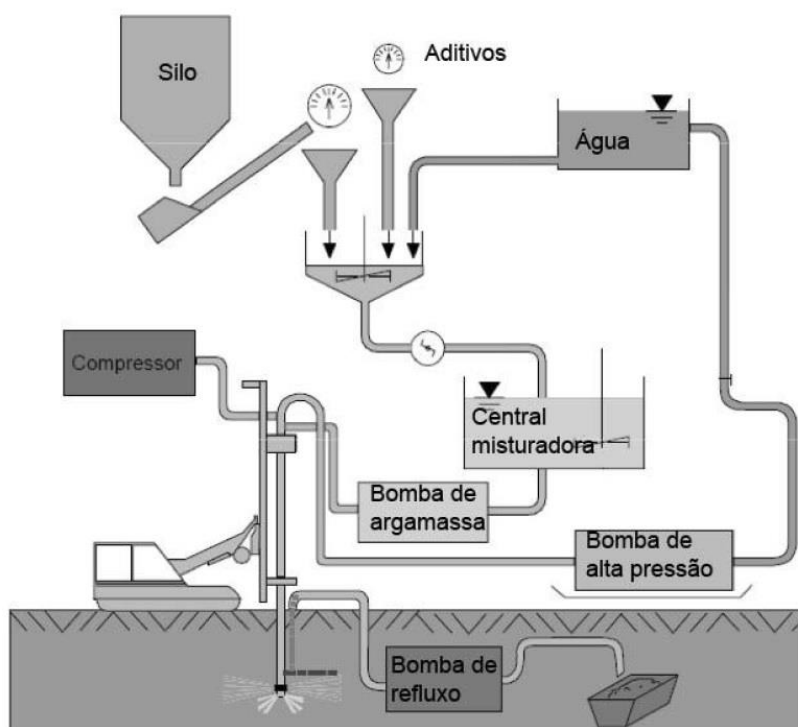


Fig. 3.1 – Esquema de estaleiro necessário à realização da técnica jet grouting (Ribeiro, 2010)

Relativamente ao procedimento de jet-grouting, representado esquematicamente na Fig. 3.2, este é iniciado pela colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico. Seguidamente, a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional e com auxílio de um jacto de água vertical, até atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula.

A fase seguinte difere dependendo do tipo de geometria pretendida. No caso de pretender-se um elemento cilíndrico, imprime-se à vara um movimento rotacional e começa-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que se sobe a vara a velocidade constante, para que cada período de tempo corresponda a uma ascensão da vara de um comprimento fixo (passo vertical). Finalizada a realização da coluna retira-se a vara do furo e preenche-se o mesmo com calda por gravidade até seu topo. Quando se pretende efetuar um corpo de geometria plana (painel) o processo é semelhante, no entanto a ascensão da vara é realizada sem o movimento rotacional (Carreto, 1999).



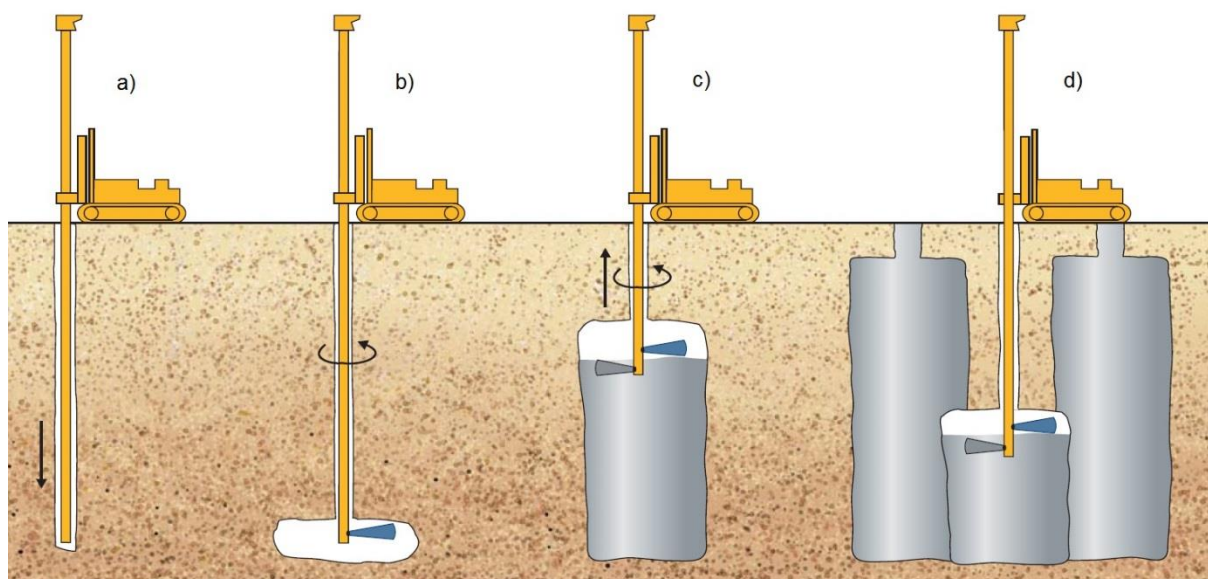


Fig. 3.2 - Fases de execução de jet grouting: a) introdução da vara até à profundidade pretendida; b) início do processo de erosão com jatos a alta pressão; c) elevação da vara acompanhada com bombagem de calda; c) repetição do processo (www.haywardbacker.com)

### 3.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING

De acordo com Carreto (1999) as vantagens da aplicação desta técnica de reforço de solos são as seguintes:

- Grande versatilidade, uma vez que pode ser aplicada a uma gama extensa de solos que vai desde o cascalho a argilas permitindo também o tratamento de rochas brandas;
- Grande aplicabilidade, uma vez que os equipamentos são de dimensões reduzidas permitindo o tratamento em espaços muito pequenos, como por exemplo em escavações, túneis ou caves, assim como em locais de difícil acessibilidade;
- A viabilidade da execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo;
- Permite o tratamento a cotas inferiores ao nível freático, sendo no entanto necessário garantir a presa;
- Possibilidade de tratar solos heterogêneos, através da adaptação dos parâmetros do tratamento a cada um dos solos ao longo do processo;
- A incorporação de colunas de maior resistência, aumentando o confinamento lateral do solo por essas colunas, melhora o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica;
- Possibilidade de obter diversas geometrias;
- A aplicação da técnica não produz vibrações e produz baixo nível de ruído.

Ainda segundo o mesmo autor (Carreto, 1999), as respetivas desvantagens são:

- A elevada dispersão das características mecânicas finais do material, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparada com o betão;
- Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna;
- O controlo deficiente da saída de refluxo (mistura de água com partículas finas de solo e algum cimento que sai pela extremidade superior do furo durante a execução da coluna) pode resultar em movimentos do terreno à superfície;

- Dificuldade de remoção e manejo do material rejeitado (refluxo);
- A realização de colunas verticais está limitada a profundidades não superiores a 15 – 20 m;
- A resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que pode ser um problema para alguns tipos de aplicação, contudo pode ser minimizado com aceleradores de presa.

Através da Fig. 3.3 indicam-se os limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos. Esta figura confirma a versatilidade da técnica em comparação com os métodos de injeção tradicionais.

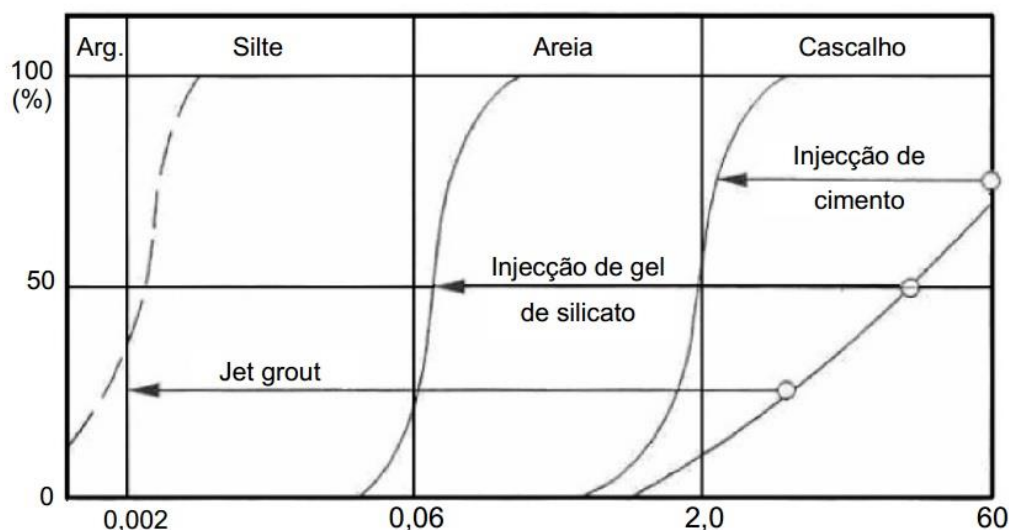


Fig. 3.3 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999).

### 3.3. SISTEMAS DE JET GROUTING

A técnica de jet grouting subdivide-se, essencialmente, em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico e que se representam na Fig. 3.4. São designados por sistema de jacto simples ou JET1, sistema de jacto duplo, ou JET2, e sistema de jacto triplo, ou JET3. A seleção do sistema mais apropriado depende, geralmente, do tipo de solo e das características mecânicas que se pretendem obter para as colunas de jet grout.

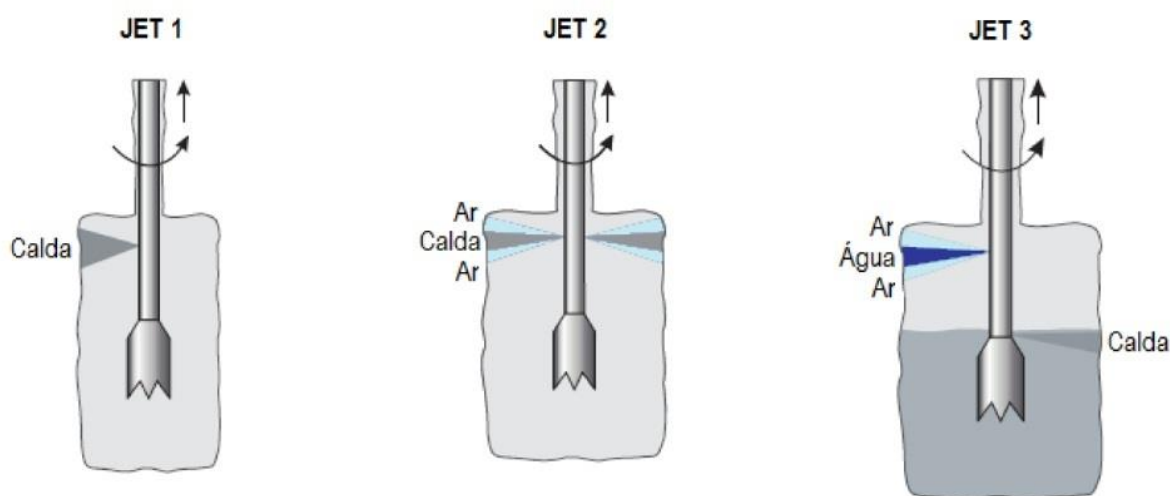


Fig. 3.4 – Sistemas tradicionais de jet grouting (www.haywardbacker.com)

No sistema de jato simples (JET1) são utilizados um ou mais jatos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para simultaneamente desagregar e misturar com as partículas de solo. O seu campo de aplicação encontra-se restringido aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores ao intervalo entre 5 a 10 pancadas e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20. Esta restrição é explicável pela resistência oposta pelos solos de maior consistência ou mais densos à ação do jato. Efetivamente, na desagregação/corte dos solos é necessário empregar um esforço energético que é demasiado elevado em terrenos que não se enquadram nos limites anteriores, tornando o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema de jato duplo (JET2) difere do anterior pela utilização de ar comprimido a envolver o jato de calda. A ação desagregadora e de mistura/aglutinação é, de igual forma, exercida pelo jato de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jato. O procedimento é em tudo idêntico ao do sistema de jato simples. Este sistema é mais eficaz em solos coesivos do que o sistema de jato simples.

O método de jato duplo pode ser utilizado em vários tipos de terrenos, desde argilas, a areias e a solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10 pancadas.

Relativamente ao sistema de jato triplo consiste na separação das ações de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado. Assim, o sistema triplo é constituído por três jatos com as seguintes funções:

- Jato de água – tem a função de destruir a estrutura do terreno;
- Jato de ar – tem a função de envolver o jato de água e amplificar o efeito desagregador daquela;
- Jato de calda – tem a função de injetar a calda que se vai misturar com o solo e dar origem ao corpo consolidado.

Para o efeito são utilizadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na generalidade dos casos, em solos com valores de SPT inferiores a 15 (Carreto, 1999).

No Quadro 3.1 indicam-se os equipamentos utilizados na aplicação de cada um dos três sistemas de jet grouting.

Quadro 3.1 - Equipamento utilizado nos diferentes sistemas de jet grouting – jato simples, jato duplo e jato triplo (Carreto, 1999).

Equipamento	Jato simples	Jato duplo	Jato triplo
Silo de cimento	√	√	√
Depósito de água	√	√	√
Dosificador para controlo da mistura	√	√	√
Central de fabricação da mistura	√	√	√
Bomba de injeção de alta pressão (calda)	√	√	√
Compressor (ar)	-	√	√
Bomba de injeção de alta pressão (ar)	-	-	√
Mangueiras de injeção	√	√	√
Equipamento de perfuração e injeção e varas	√	√	√

De realçar ainda que, com o sistema de jato simples obtêm-se colunas com diâmetros inferiores às que resultam dos outros sistemas. As colunas resultantes da aplicação do sistema JET1 são caracterizadas por uma boa uniformidade e o seu diâmetro varia entre 0,3 e 1,2 m. Os sistemas duplo e triplo permitem obter colunas com diâmetro maior, devido à utilização de ar comprimido no fluido desagregador, variando os diâmetros entre 0,6 e 2,0 m para o sistema JET2 e 0,8 e 3,0 m para as colunas realizadas com jacto triplo (Carreto, 1999).

O Quadro 3.2 apresenta uma breve descrição das principais características dos sistemas tradicionais de jet grouting.

Quadro 3.2 – Principais características dos sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 1999)

Método	Princípios básicos	Principais etapas do procedimento	Limites de aplicação	Diâmetro das colunas
Jato simples	Utiliza um ou mais jatos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jato de água vertical.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 5$ a 10	0,3 a 1,2 m
		2) Injeção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injetada através de um ou mais bico localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com movimento rotacional	Solos incoerentes com $N_{SPT} < 20$	
Jato duplo	Utiliza um ou mais jatos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se as partículas de solo desagregadas	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jato de água vertical.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 10$	0,6 a 2,0 m
		2) Injeção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda envolvida por ar que é injetada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada a longo do furo com movimento rotacional	Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	
Jato triplo	Utiliza um jato horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efetuada por um jato de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jato de água vertical.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 15$	0,8 a 3,0 m
		2) Injeção: terminada a furação inicia-se a injeção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injeção de calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional, o jato de água vai desagregando o solo, enquanto o jato de calda inferior mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade	Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	

### **3.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS DE PROCEDIMENTO**

A técnica de jet grouting é regida por uma série de parâmetros que variam consoante o sistema de tratamento. A escolha correta dos valores a atribuir a cada um dos parâmetros depende da eficácia do processo, da geometria do corpo consolidado, da sua resistência e permeabilidade (Carreto, 1999).

Os parâmetros comuns aos três sistemas são (Marques, 2008):

- Pressão do fluido aglutinante;
- Caudal do fluido aglutinante;
- Número de bicos de injeção;
- Diâmetros dos bicos de injeção;
- Relação água/cimento do fluido aglutinante;
- Velocidades de subida e de rotação da vara.

O método de jato duplo adiciona os seguintes parâmetros:

- Pressão de ar comprimido;
- Caudal de ar comprimido.

O sistema de jato triplo, para além dos parâmetros anteriormente definidos, necessita da definição suplementar de:

- Pressão da água;
- Caudal da água;
- Número de bicos de injeção de água;
- Diâmetros dos bicos de injeção de água.

Os limites entre os quais estes parâmetros variam, são apresentados no Quadro 3.3, adaptado de Carreto (1999).

Quadro 3.3 -Valores limite dos parâmetros do jet groutig. Sistemas de jato simples, duplo e triplo (Carreto, 1999).

Parâmetros do procedimento		Jato simples	Jato duplo	Jato triplo
Pressão	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	Pré-furação	Pré-furação	20 a 60
Caudal	Caudal (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m <sup>3</sup> /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min)	Pré-furação	Pré-furação	30 a 150
Diâmetros dos bicos	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	Pré-furação	Pré-furação	1 a 3
Número dos bicos	Calda	1 a 6	1 a 2	1
	Água	Pré-furação	Pré-furação	1 a 2
Relação água - cimento		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
Velocidade de subida da vara (m/min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
Velocidade de rotação da vara (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

É importante referir que os parâmetros que são controlados em obra na aplicação da técnica de jet grouting são a pressão de injeção, a velocidade de subida e de rotação da vara e os caudais. Estes parâmetros são registados automaticamente por um sistema de aquisição de dados e desta forma o processo é controlado em tempo real e de forma contínua ao longo da execução do tratamento.



Fig. 3.5 – Controlo dos parâmetros de execução da técnica de jet grouting, registos automáticos (Ribeiro, 2010).



### 3.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO

A técnica de jet grouting resulta numa mistura parcial do solo com calda de cimento, e não numa substituição completa do solo, pelo que o resultado final depende das características iniciais do terreno, da percentagem de substituição do solo, da uniformidade de execução do tratamento, assim como dos parâmetros de procedimento, entre os quais a pressão, o caudal da calda de injeção, a velocidade de subida da vara e a velocidade de rotação.

Posto isto, é difícil conhecer com rigor as características finais do solo tratado, nomeadamente, em termos da sua resistência à compressão, deformabilidade e resistência ao corte. Os valores estabelecidos em projeto deverão ser confirmados através de um controlo na fase de obra, com a execução de um grupo de colunas de ensaio, realizadas nas mesmas condições que as colunas definitivas e que permitirão aferir as características do material tratado e, caso necessário, alterar os valores dos parâmetros de procedimento (Marques, 2008). A Fig. 3.6 ilustra a forma final de algumas colunas, evidenciando a dificuldade citada anteriormente.



Fig. 3.6 – Colunas de jet grout ([www.foundation-engineering.bilfingerberger.com](http://www.foundation-engineering.bilfingerberger.com)).

A grande experiência do tratamento de terrenos através da técnica de jet grouting permite estabelecer, para cada tipo de solo, a faixa de variação de algumas características do material melhorado. Deste modo, os valores estabelecidos em projeto devem ser aferidos e confirmados em fase de obra através de um controlo rigoroso do procedimento.



### 3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS

Com base nos dados recolhidos nas várias aplicações práticas da técnica, vários autores, propuseram gráficos que relacionam o diâmetro das colunas com os parâmetros de procedimento (Marques, 2008).

Os fatores que influenciam o diâmetro das colunas são:

- As características do solo;
- O tipo de sistema de jet grouting;
- A energia aplicada na desagregação do solo.

Em qualquer tipo de solo, o sistema de jato triplo permite obter diâmetros maiores que os outros sistemas, seguindo-se o sistema de jato duplo e os menores diâmetros correspondem ao sistema de jato simples.

A influência do solo sobre o diâmetro da coluna é uma das principais incógnitas da técnica de jet grouting (Carreto, 1999). A resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos incoerentes.

O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes é superior ao das colunas efetuadas em solos coesivos, para o mesmo valor do ensaio SPT e qualquer que seja o sistema utilizado. Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor de  $N_{SPT}$  são expressos nos gráficos das Fig. 3.7 e Fig. 3.8, cuja elaboração foi feita com base nos estudos de diversos autores, nomeadamente Tornaghi, Miki, Botto, Nisio e a JJGA – “Japan Jet Grout Association” (Carreto, 1999).

Relativamente aos parâmetros de procedimento, com o sistema de jato simples, em qualquer tipo de solos, o diâmetro das colunas cresce com o aumento da pressão de injeção da calda. O aumento da velocidade de subida da vara resulta naturalmente, numa diminuição do diâmetro da coluna.

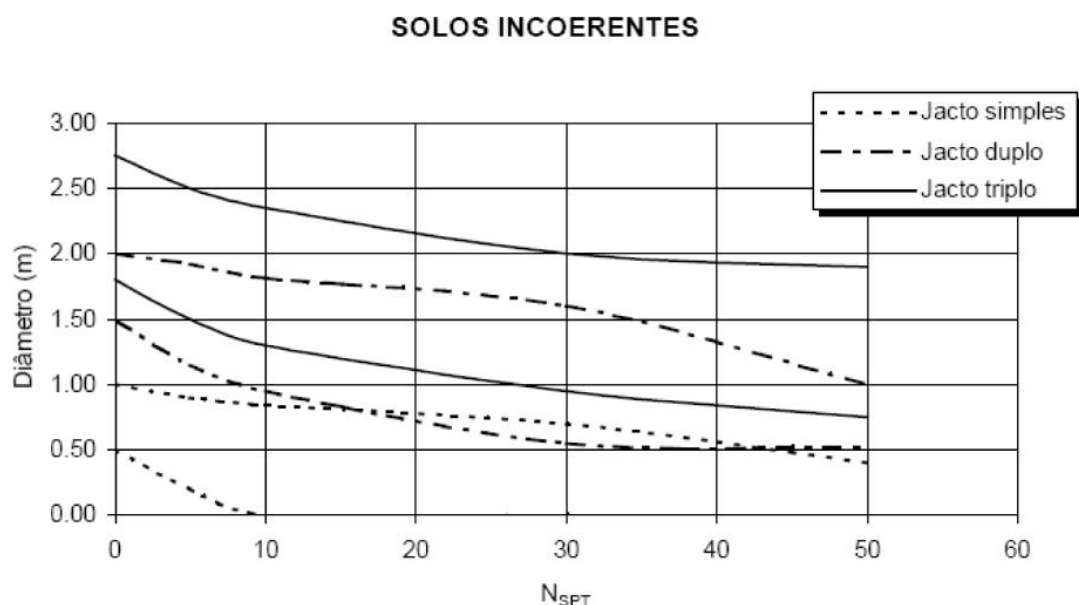


Fig. 3.7 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos incoerentes (Carreto, 1999).

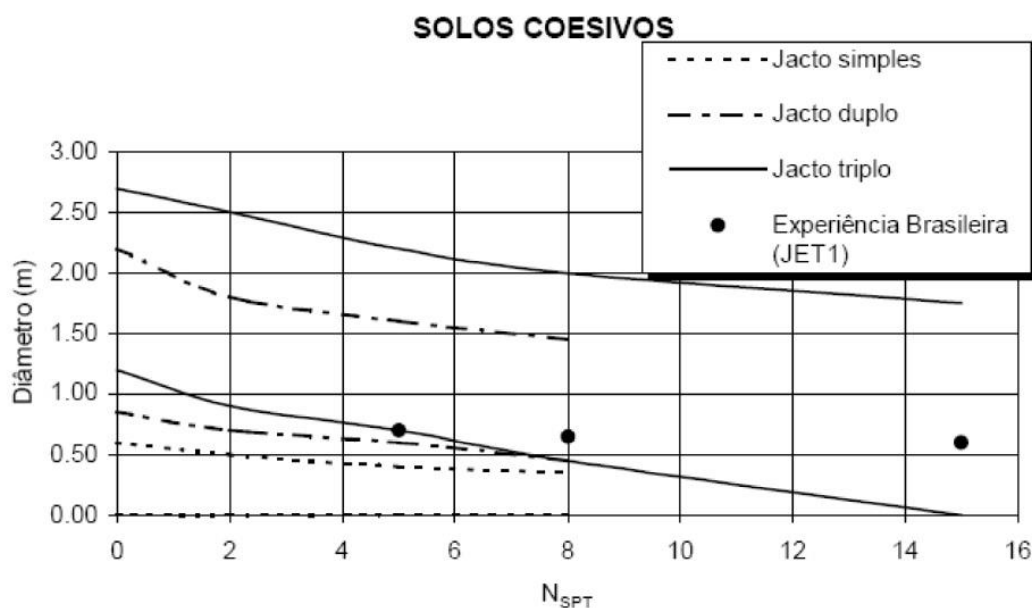


Fig. 3.8 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas em solos coesivos (Carreto, 1999).

### 3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO

A resistência do solo tratado é um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento do sistema de jet grouting para algumas das suas possíveis aplicações, como é o caso do reforço de fundações (Marques, 2008).

Os fatores que principalmente influenciam a resistência mecânica das colunas de jet grout são os seguintes:

- O solo “*in situ*”;
- O tipo de sistema de jet grouting usado;
- O tempo de impacto do jato;
- A composição da calda de cimento.

Os solos arenosos apresentam maior resistência que os solos coesivos quando tratados pelo mesmo sistema de jet grouting. Em solos coesivos quanto maior é o teor de água natural do solo, menor é a resistência final do material tratado.

Os diferentes sistemas de jet grouting traduzem-se por diferentes percentagens de substituição do terreno e de mistura do solo com a calda de cimento. Os valores de resistência obtidos variam assim de método para método. Em solos arenosos os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jato simples. Em solos coesivos, os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jato triplo. O sistema de jato duplo é geralmente o sistema em que se obtém resistências mais baixas.

A resistência do material tratado, qualquer que seja o tipo de solo, aumenta com o aumento do tempo de impacto. Quanto maior é o volume de calda injetada por unidade de volume de material, maior é a resistência à compressão não confinada do material.

Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência. Quanto maior for a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material tratado, devido à diminuição da quantidade de cimento aliada ao aumento da quantidade de água.

A dificuldade de previsão das características de resistência do material tratado é a grande barreira que se coloca à ainda maior utilização da solução de jet-grouting no reforço de solos. A previsão do valor de resistência à compressão simples é dificultada pela incerteza associada à composição final do material, o que se deve às dificuldades de estimativa da quantidade de solo tratado; à difícil quantificação do teor em água do material tratado, função da água “*in situ*”, da relação água/cimento da calda, da drenagem de água da coluna ou da ocorrência de consolidação por ação do peso próprio do material tratado; e pela heterogeneidade deste, que pode ter origem na heterogeneidade do próprio solo, na falta de controlo dos parâmetros de injeção ou na mistura insuficiente da calda com o solo desagregado (Carreto, 1999).

Importa também referir, que a resistência ao corte do solo, objeto de tratamento por jet grouting é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999).

Apesar da dificuldade de caracterizar as características resistentes do material tratado, Carreto (2000), através de diversos elementos bibliográficos, realizou uma síntese dos valores de resistência à compressão simples de diferentes materiais objeto de tratamento por jet grouting, sem diferenciar o tipo de sistema utilizado. O Quadro 3.4 expõe esta compilação.

Quadro 3.4 - Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting (adaptado de Carreto, 2000).

Autores/data	A/C	Tipo de solo – resistência à compressão simples (MPa)				
		Argila orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Baumann et al. (1984)	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Teixeira et al. (1987)	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
Paviani (1989)	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Welsh e Burke (1991)	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Guatteri et al. (1994)	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-
JJGA (1995)	-	0,3	1	1 a 3	-	-

### 3.5.3. DEFORMABILIDADE

Os valores do módulo de deformabilidade constantes na bibliografia da especialidade caracterizam-se por uma grande dispersão. O material tratado por jet-grouting em solos arenosos apresenta menor deformabilidade que em solos coesivos.

A “Japan Jet Grout Association” (1995) (JJGA) recomenda os seguintes valores de módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999):

Solos arenosos:  $E_{50\%} = 100$  a  $300$  MPa

Solos argilosos:  $E_{50\%} = 100$  MPa

Argilas orgânicas:  $E_{50\%} = 30$  MPa

#### 3.5.4. PERMEABILIDADE

Na maior parte dos casos, com a técnica de jet grouting, os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos são bastante baixos, da ordem de  $10^{-8}$  a  $10^{-11}$  m/s, independentemente do solo tratado (Marques, 2008).

# 4

## GEOSSINTÉTICOS

### 4.1. INTRODUÇÃO

O conceito de solo reforçado surgiu na década de 60, por Henri Vidal, com a invenção da técnica da terra armada. Nas últimas décadas, este conceito tem vindo a generalizar-se, sendo possível, hoje em dia, realizar-se sistemas multidimensionais com uma larga gama de materiais, entre os quais, os geossintéticos (Borges, 1995).

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem-se generalizado cada vez mais. Têm sido utilizados em substituição de materiais de construção tradicionais e como reforço dos materiais naturais, em áreas tão diversas como as vias de comunicação, as obras hidráulicas, aterros, campos desportivos, estruturas de suporte, taludes, defesa contra a erosão ou túneis (Borges, 1995).

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define os geossintéticos como “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros materiais geotécnicos como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil” (Sieira, 2003).

### 4.2. MATERIAIS E TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS

A maioria dos geossintéticos é constituída por materiais designados por plásticos, mais concretamente por termoplásticos (materiais orgânicos sintéticos derivados do petróleo). Os materiais termoplásticos, usados em geossintéticos são compostos poliméricos, cujo monómero-base é uma molécula constituída por átomos de carbono e hidrogénio. Através de vários processos químicos, os monómeros podem unir-se, formando longas cadeias moleculares. Este processo é chamado de polimerização e o produto final é um polímero.

Os geossintéticos diferem entre si não só pelos materiais constituintes, mas também pelo seu processo de fabrico. As propriedades finais do geossintético estão diretamente relacionadas com a composição química (tipo de polímero) e com a estrutura que o constitui (Borges, 1995).

No fabrico dos geossintéticos, podem ser utilizados diversos tipos de polímeros, sendo os mais utilizados:

- Poliamida (PA)
- Policloreto de Vinilo (PVC);
- Poliéster (PT);
- Poliestireno (PS);
- Polietileno (PE);

- Polipropileno (PP);
- Politereftalato de etileno (PET).

Em geral, embora as propriedades do polímero possam ser melhoradas pela inclusão de aditivos durante o processo de formação, são os poliésteres que apresentam maior resistência e melhor comportamento no tempo (Lopes, 1992).

Segundo Tavares (2009), o poliéster e a poliamida são pouco suscetíveis à fluência, enquanto que o polipropileno e o polietileno são polímeros mais suscetíveis. Este comportamento pode ser minimizado por tratamento físico-químico do material, e/ou através da garantia em projeto que o geossintético não atinge a rotura por fluência ao longo da sua vida útil.

A seleção do tipo de geossintético mais adequado para adoção como sistema de reforço irá depender da sua rigidez, resistência à tração e da previsão da sua deformação a curto e longo prazo. Os valores de deformação devem ser limitados a 6% (BS8006, 1995) no momento da construção e a 2% (BS8006, 1995) durante a vida útil da obra (longo prazo). Estes limites permitem reduzir os assentamentos diferenciais no aterro durante a sua utilização.

De acordo com o processo de fabrico, podem-se obter diferentes tipos de geossintéticos. Na Fig. 4.1 é apresentada uma proposta de classificação dos principais tipos de geossintéticos segundo Pinho Lopes (2005). Especificam-se a seguir alguns dos geossintéticos mais correntes.

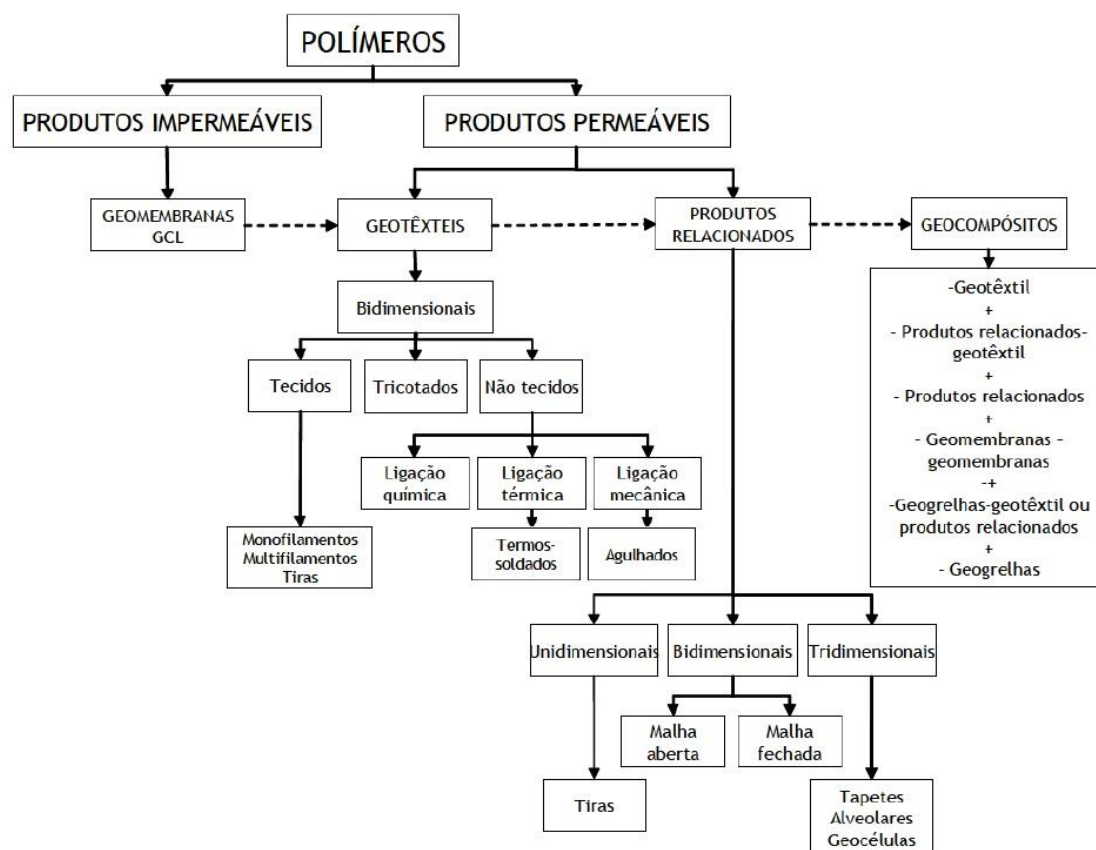


Fig. 4.1 - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (Pinho Lopes, 2005).

As geocélulas (ver Fig. 4.2) apresentam configuração de tipo de um favo de mel, com elevada espessura e grande volume de vazios que serão preenchidos por solo. Esse solo ficará confinado lateralmente pelas paredes de cada célula. A sua principal aplicação é a proteção superficial do solo contra a erosão, necessitando de ser fabricados com materiais resistentes.

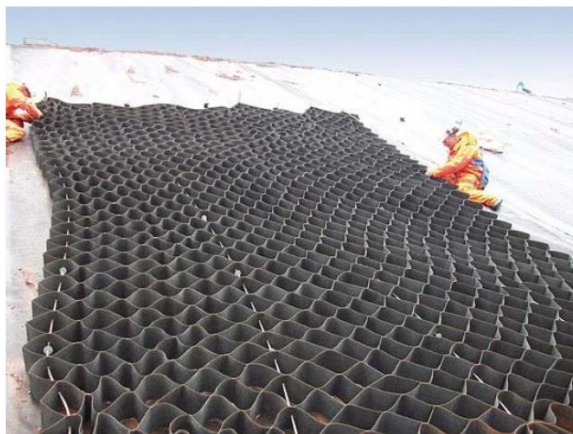


Fig. 4.2 - Geocélula (Pereira, 2011).

O geocompósito (ver Fig. 4.3) é um produto formado pela sobreposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica (Sieira, 2003);



Fig. 4.3 - Geocompósito (Pereira, 2011).

Geogrelha (ver Fig. 4.4 a Fig. 4.6) é uma estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem uma eficaz interação com o solo, especialmente quando este é granular, proporcionando-lhe confinamento. É constituída por elementos resistentes à tração, sendo considerada unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas numa direção, e

bidirecional quando apresenta uma elevada resistência à tração nas duas direções principais. As geogrelhas unidirecionais são especificamente usadas quando a ação a resistir ou a conferir é também unidirecional. Em função do processo de fabrico as geogrelhas podem ser extrudidas, soldadas ou tecidas (Sieira, 2003). Têm uma função de especial importância no reforço de aterros sobre colunas.

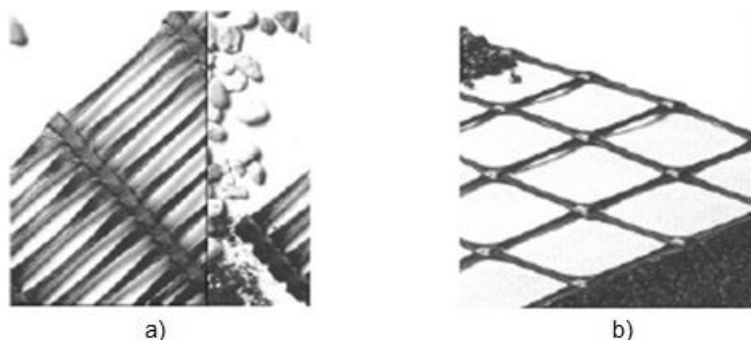


Fig. 4.4 - Geogrelhas extrudidas: a) unidirecional; b) bidirecional (Sieira, 2003).



Fig. 4.5 - Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003).

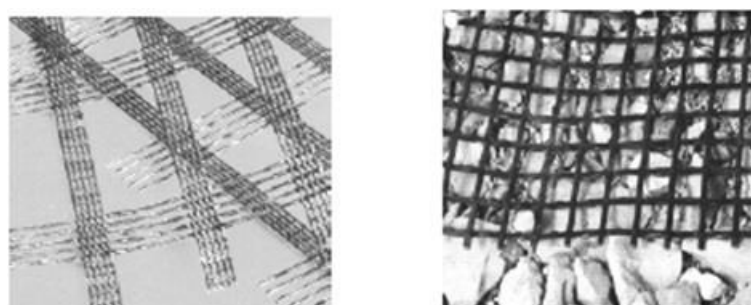


Fig. 4.6 - Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003).

As geomembranas (ver Fig. 4.7), são produtos bidimensionais, de permeabilidade muito baixa, compostos predominantemente por asfaltos, elastómeros ou plastómeros, utilizados geralmente com função de impermeabilização (Sieira, 2003). Têm aplicação frequente em muros de suporte, canais e outras instalações para contenção de líquidos.





Fig. 4.7 - Geomembrana (Sieira, 2003).

Geotêxtil (Fig. 4.8) é um produto bidimensional, permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos ou fios, formando estruturas de diferentes tipos conforme o processo de fabrico, podendo desempenhar diversas funções numa obra geotécnica. De acordo com o processo de fabrico, os geotêxteis podem ser não-tecidos (ligados por processos mecânicos, químicos ou térmicos), tecidos ou tricotados;



Fig. 4.8 - Geotêxtil (Sieira, 2003).

O seu processo de fabrico permite a disposição das fibras de uma forma aleatória (geotêxtil não tecido), bem como numa forma regular formando uma malha (geotêxtil tecido), apresentando-se na Fig. 4.9 alguns exemplos de geotêxteis.

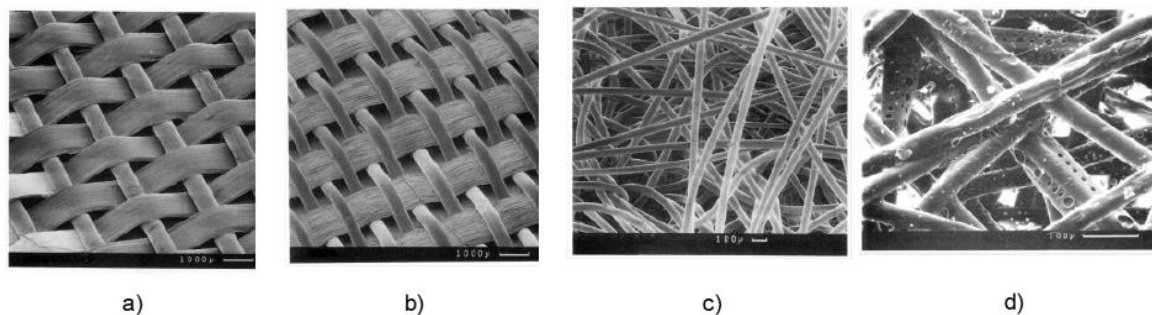


Fig. 4.9 - Exemplos de geotêxteis: a) tecido com tira e monofilamento; b) tecido com multifilamento e monofilamento; c) não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) não tecido termicamente ligado (Lopes, 1998).

### 4.3. FUNÇÕES

Uma vez que os geossintéticos têm vindo a ser utilizados, cada vez mais intensamente, em obras geotécnicas, o primeiro aspeto a considerar consiste na definição das funções que este irá exercer.

Por função entende-se uma ação específica que o geossintético deve desempenhar como forma de atingir os objetivos da sua aplicação, a qual depende de certas das suas propriedades.

Este tipo de material pode desempenhar várias funções, das quais se destacam: drenagem, filtragem, separação, proteção e reforço. Seguidamente faz-se uma breve descrição de como são desempenhadas cada uma destas funções, dando maior importância ao reforço, objeto de estudo particular neste trabalho.

#### 4.3.1. DRENAGEM

Consiste em coletar, transportar e evacuar a água dos solos através do geossintético colocado quer à superfície, quer em profundidade. Referem-se como exemplos de aplicação (Borges, 1995):

- Telas drenantes (geocompósitos) em barragens de terra (Fig. 4.10a);
- Drenos entre duas geomembranas para recolha dos fluidos que possam atravessar uma delas (Fig. 4.10b)
- Sistema de revestimento de túneis; nesta aplicação o geotextil funciona também como proteção, prevenindo eventuais furos na geomembrana (Fig. 4.10c);
- Drenos pré-fabricados colocados nas faces interiores de muros de suporte ou encontro de pontes (Fig. 4.10d);
- Drenos horizontais em aterros saturados (Fig. 4.10e);
- Dreno horizontal na base de um aterro sobre solos moles saturados (Fig. 4.10f);
- Drenos verticais para aceleração do processo de consolidação de solos argilosos moles (Fig. 4.10g).

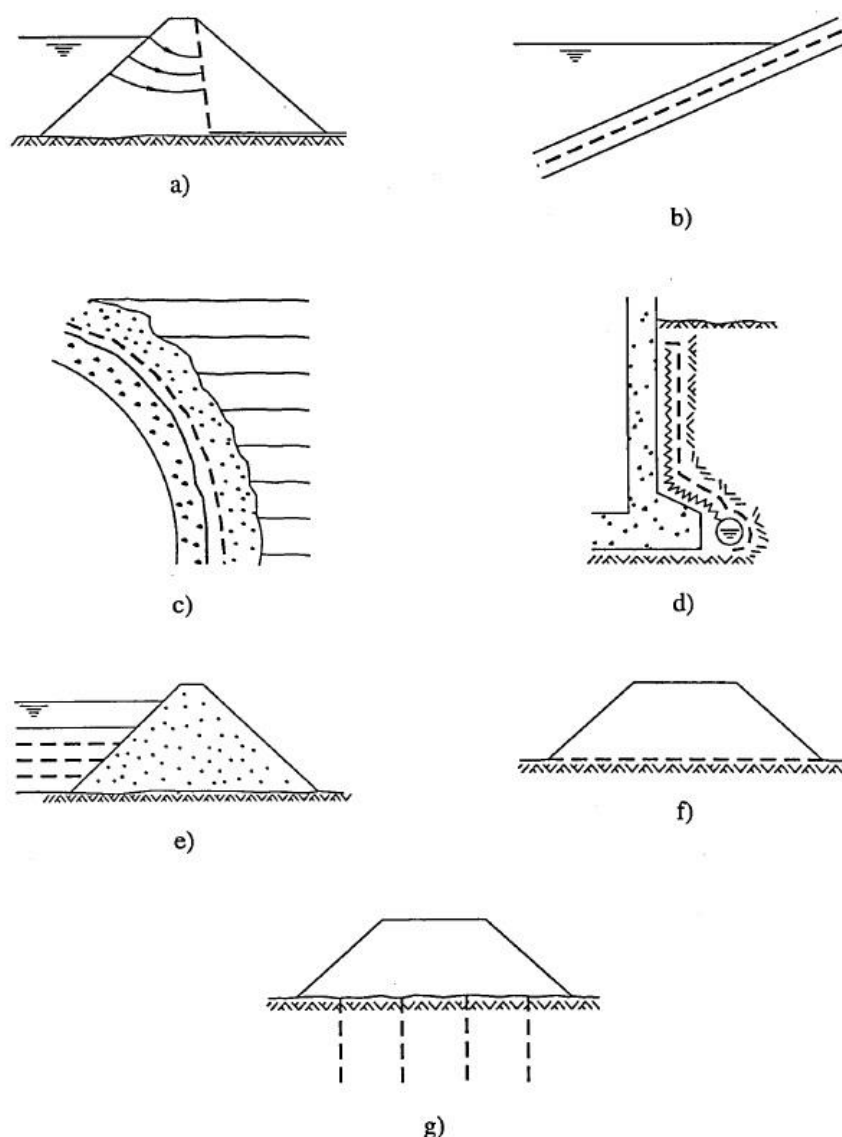


Fig. 4.10 – Casos típicos da aplicação de geossintéticos com funções de drenagem (Borges, 1995).

#### 4.3.2. FILTRAGEM

Os geossintéticos no desempenho desta função permitem a passagem dos fluidos perpendicularmente aos seus planos, evitando o arrastamento das partículas sólidas. A filtragem pode ser considerada em duas situações distintas: para evitar o arrastamento de partículas em suspensão; no interior de maciços terrosos, permitindo a passagem de água mas impedindo a passagem de partículas sólidas. Como exemplos de aplicação de geossintéticos com função de filtragem destacam-se (Borges, 1995):

- Valas drenantes de areia envolvidas em geotêxtil (Fig. 4.11a);
- Tubagens perfuradas, envolvidas em geotêxtil (Fig. 4.11b);
- Drenos pré-fabricados constituídos por um revestimento em geotêxtil envolvendo um núcleo de plástico (Fig. 4.11d e g);
- Filtros entre solos e gabiões (Fig. 4.11c);

- Filtros entre as duas zonas de uma barragem de terra e enrocamento (Fig. 4.11d);
- Filtros entre um aterro permeável e os solos moles de fundação (Fig. 4.11e);
- Proteções de margens de rios, ribeiros, canais de irrigação, etc., funcionando como filtro entre o solo natural da base e o enrocamento superior de proteção (Fig. 4.11f);
- Filtros para prevenção da erosão da base de escavações, abaixo do nível freático (Fig. 4.11g).

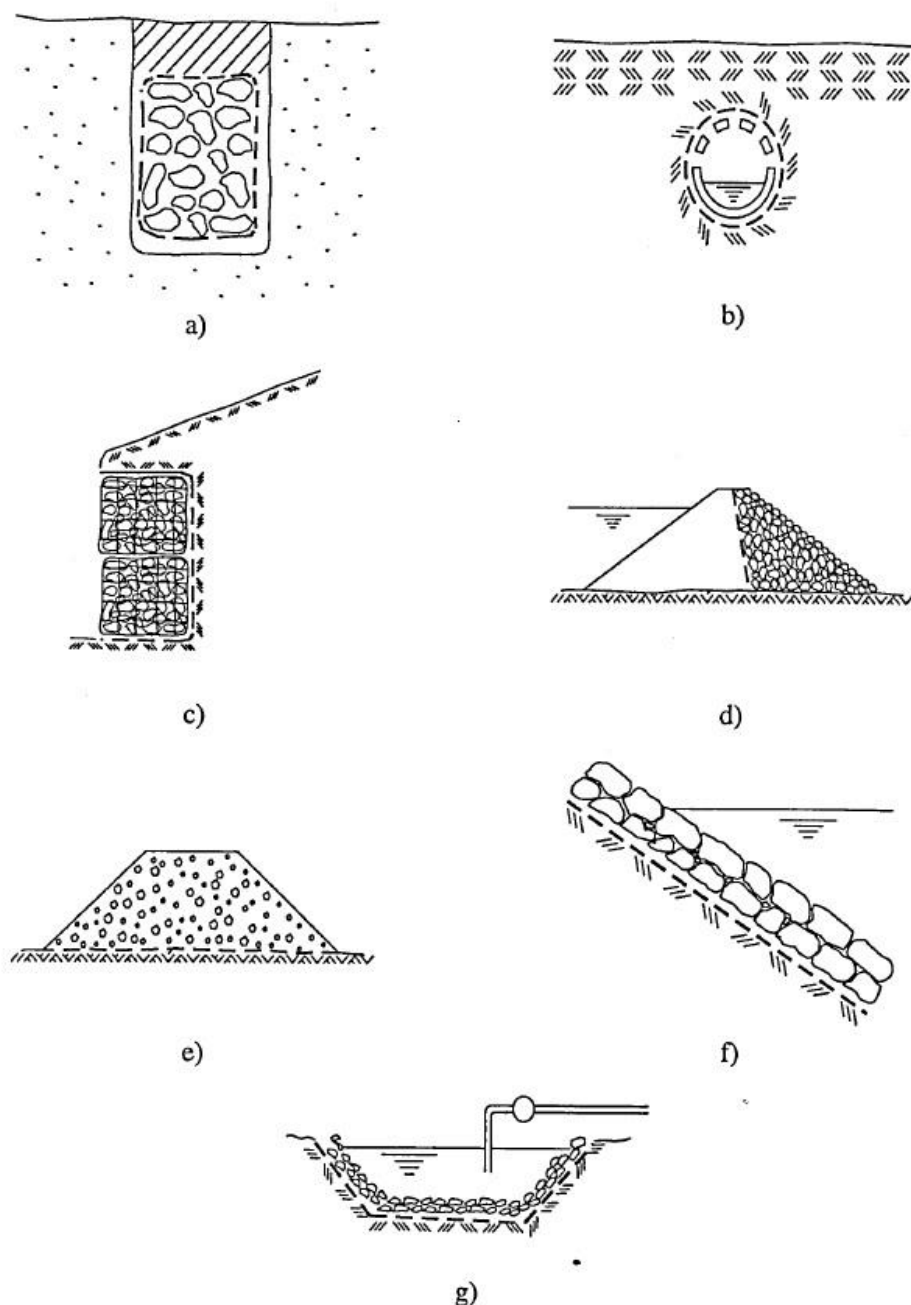


Fig. 4.11 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como filtros (Borges, 1995)

#### 4.3.3. SEPARAÇÃO

Colocado entre dois solos com características geotécnicas distintas, o geossintético impede que as partículas dos dois solos se misturem ou interpenetrem. Referem-se os seguintes exemplos de aplicação segundo Borges (1995):

- Geotêxtil colocado entre o balastro de uma via-férrea e o solo de fundação (Fig. 4.12a);
- Geotêxtil colocado na base de um pavimento térreo (Fig. 4.12b);
- Geotêxtil colocado entre camadas distintas de uma estrada não pavimentada (Fig. 4.12c);
- Geotêxtil colocado entre camadas distintas de uma estrada pavimentada (Fig. 4.12d);
- Geotêxtil colocado debaixo de água entre solos lodosos e blocos de enrocamento, na construção de diques (Fig. 4.12e);
- Geotêxtil colocado entre uma fundação de solos finos e um aterro de solos granulares (Fig. 4.12f).

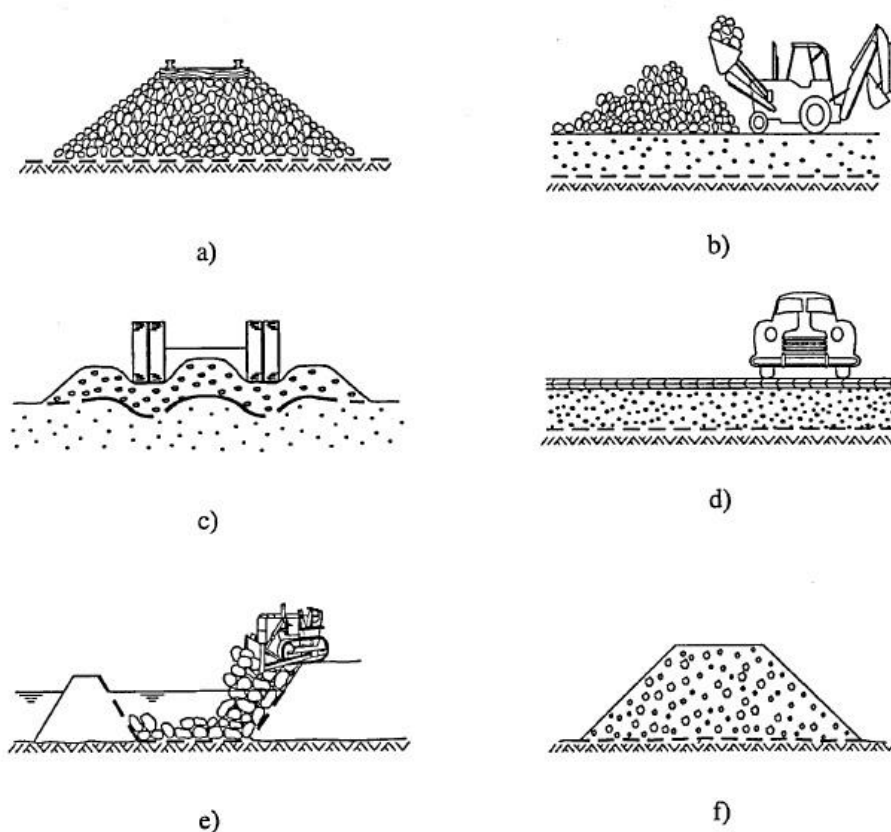


Fig. 4.12 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como separadores (Borges, 1995).

#### 4.3.4. PROTEÇÃO

Consiste na redistribuição e uniformização de tensões ou de deformações transmitidas ao material protegido, reduzindo as solicitações localizadas. A proteção pode ser considerada em duas situações distintas: sobre os maciços, conferindo proteção da ação dos agentes atmosféricos ou de tráfego; entre

dois materiais, de modo a evitar que um deles seja danificado pela ação das cargas concentradas ou de deformações impostas pelo outro. Como exemplos de aplicação destacam-se (Borges, 1995):

- Proteção de geomembranas, através de geotêxteis, para evitar que sejam perfuradas pela ação de pedras (Fig. 4.13a);
- Proteção de geomembranas, por geotêxteis, para evitar que sejam danificadas pelos solos ou drenos de areia sobrejacentes (Fig. 4.13b);
- Proteção de pavimentos asfálticos novos, por geotêxteis, de forma a minimizar a propagação de fendas do pavimento pré-existente (Fig. 4.13c);
- Proteção superficial de taludes contra a erosão (vento, chuva, etc.) (Fig. 4.13d).

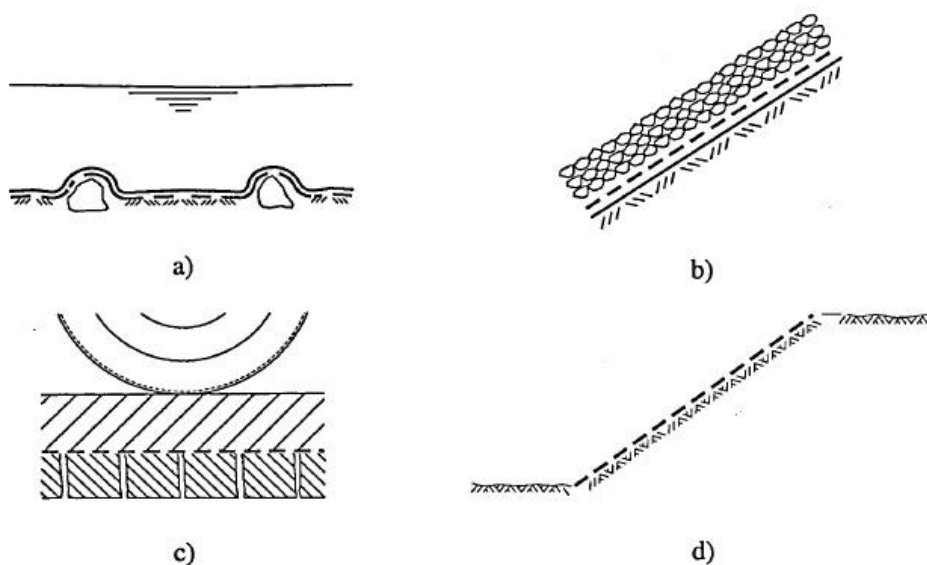


Fig. 4.13 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos com funções de proteção (Borges, 1995).

#### 4.3.5. REFORÇO

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de reforço não é mais que a utilização do comportamento carga–extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou outros materiais de construção. Os geossintéticos, sendo materiais que resistem a esforços de tração, podem ser utilizados para complementar materiais que não possuam essa capacidade. O reforço de solos funciona como um melhoramento mecânico do solo, permitindo que este suporte esforços de corte superiores aos que suportaria de outra forma.

A função de reforço pode ser exercida em duas situações: quando os geossintéticos exercem ação mecânica de membrana, ou seja, quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre elas; e quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tração. Assim, quando os geossintéticos desempenham a função de reforço, as suas propriedades mecânicas são fundamentais, bem como a sua evolução no tempo. Para além disso, é muito importante que a resistência das interfaces solo–reforço seja adequada, pois é através delas que se desenvolvem as interações necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita. Destacam-se os seguintes exemplos de aplicação segundo Borges (1995):

- Geotêxteis colocados sobre fendas para suportar geomembranas não reforçadas sobre as quais se exercem pressões (ação de membrana) (Fig. 4.14a);
- Geotêxteis em estradas não pavimentadas para evitar o levantamento dos solos da base, entre as rodas dos veículos (Fig. 4.14b);
- Geossintéticos na base de aterros sobre solos argilosos moles (Fig. 4.14c);
- Geossintéticos em taludes de aterros (Fig. 4.14d);
- Estruturas de suporte constituídas por solos reforçados com faces de betão (Fig. 4.14e) ou realizadas pelos próprios geossintéticos (Fig. 4.14f);
- Geossintéticos em aterros sobre aberturas (passagens subterrâneas, condutas, etc) (Fig. 4.14g).

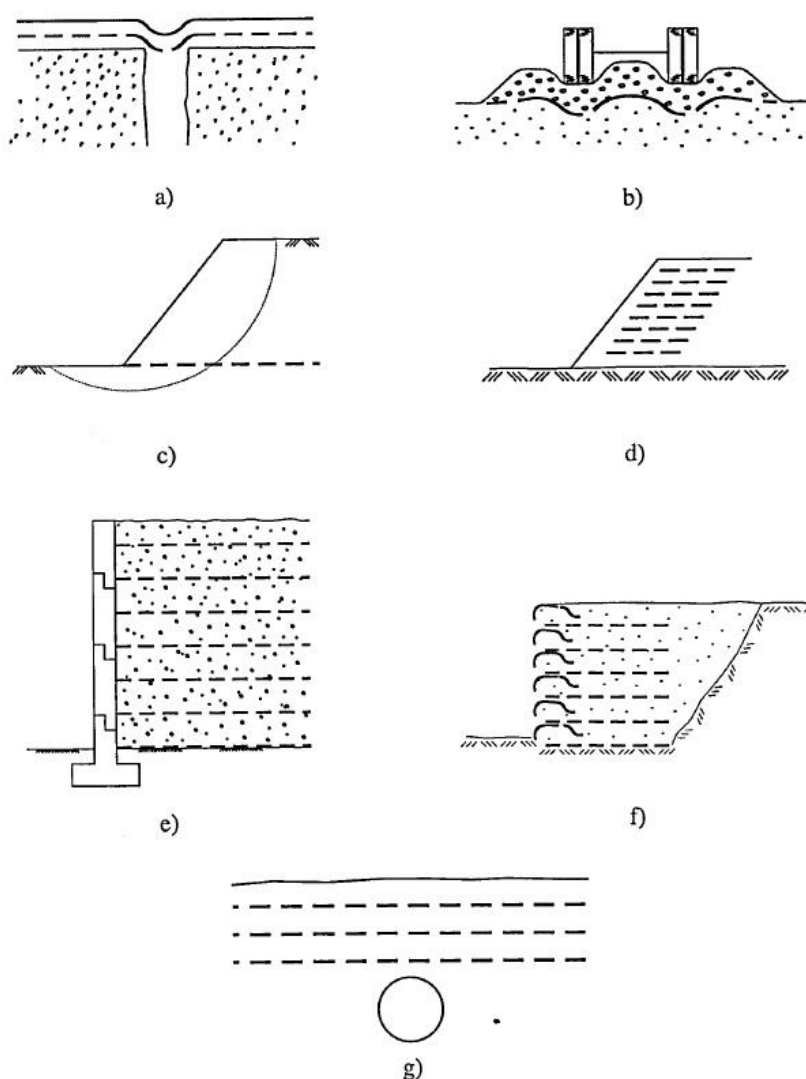


Fig. 4.14 – Casos típicos de aplicação de geossintéticos como material de reforço de solos (Borges, 1995).

O Quadro 4.1 apresenta resumidamente as principais aplicações de vários tipos de geossintéticos.

Quadro 4.1 - Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações (Bouazza et al, 2002; adaptado de Koerner, 1998).

Geossintético	APLICAÇÃO					
	Reforço	Filtragem	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabilização
Geotêxtil	√	√	√	√	√	
Geogrelha	√					
Geomembrana					√	√
Geocompósito	√		√			√
Tiras	√					
Georredes			√			
Geotubo			√			
Geomanta						√
Geocélulas	√					

#### 4.4. PROPRIEDADES

Para que o geossintético dê garantias de bom comportamento, tanto durante as etapas de transporte, manuseamento e colocação em obra, como durante o período de vida útil desta, deverá possuir determinado conjunto de propriedades (Marques, 2008). As suas propriedades dependem de muitos parâmetros, tais como:

- Natureza do polímero constituinte;
- Estrutura;
- Método de fabrico;
- Velocidade de deformação;
- Temperatura;
- Humidade;
- Tempo.

Qualquer que seja a função a desempenhar, o geossintético deverá cumprir as seguintes exigências:

- Resistência à abrasão;
- Resistência à fadiga;
- Resistência à tração;
- Resistência ao punçoamento;
- Resistência ao rasgamento;
- Estabilidade em relação à temperatura;
- Estabilidade em relação às radiações ultravioleta.

Relativamente à função de reforço, são particularmente importantes:

- Resistência à tração e módulo de deformabilidade, já que são estas as características que diretamente contribuem para a eficácia da função de reforço do geossintético;
- Fluência e relaxação mínimas, para evitar que os reforços percam eficácia significativa durante a vida útil da obra;



- Resistência ao rasgamento e à perfuração, para evitar a ocorrência de descontinuidades físicas, que teriam como consequências a perda de rigidez e resistência globais do geossintético;
- Flexibilidade, para garantir um bom contacto entre o solo e o reforço;
- Durabilidade compatível com a vida da obra.

Os geossintéticos mais utilizados como reforços de solos são os geotêxteis e as geogrelhas (Sieira, 2003).

A utilização de geotêxteis apresenta vantagens económicas e mecânicas. Do ponto de vista económico a utilização de geotêxteis é atrativa pelo custo do material e pela facilidade de transporte e colocação em obra. Do ponto de vista mecânico, são materiais que funcionam como reforços bidimensionais com aberturas de dimensões reduzidas, dispõem de elevadas áreas de interação com o solo envolvente, o que, consequentemente, facilita a transferência dos esforços para as inclusões. Contudo, a elevada deformabilidade é uma condicionante na aplicação destes materiais, principalmente dos geotêxteis não-tecidos (Borges, 1995).

Por sua vez, as geogrelhas são o tipo de geossintético que maior aplicação tem no reforço de solos, pois possuem características mecânicas adequadas para este tipo de função (elevada rigidez e resistência à tração eficaz).

De uma forma simplificada, pode considerar-se a deformação total de um geossintético como sendo a resultante de duas parcelas: a deformação dos componentes e a deformação estrutural. Materiais como as geogrelhas e os geotêxteis tecidos têm uma elevada rigidez estrutural, o que leva a que a deformação seja controlada, praticamente, pela deformação dos componentes poliméricos, estando o seu comportamento diretamente relacionado com o polímero constituinte. Por outro lado, nos geotêxteis não-tecidos agulhados é a deformação estrutural que controla a deformação total, pelo que o material é sensível a fatores externos que influenciem essa deformação, como, por exemplo, a tensão de confinamento e o seu comportamento afasta-se do polímero constituinte (Borges, 1995).

A Fig. 4.15 apresenta a variação do comportamento mecânico de diversos geotêxteis, em função da estrutura e do processo de fabrico.

Na generalidade, as geogrelhas apresentam maior rigidez axial que o geotêxtil, como se confirma pela análise da Fig. 4.16 em que se verifica a mobilização de um maior esforço de tração para iguais deformações, em particular para as pequenas deformações.

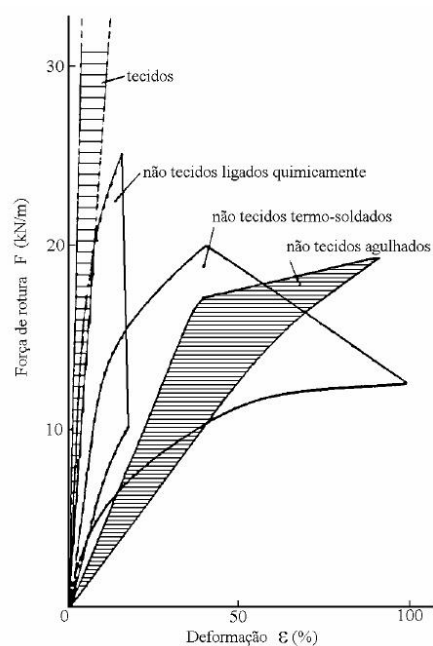


Fig. 4.15 - Comportamento à tração de diferentes geotêxteis (McGown et al., 1981).

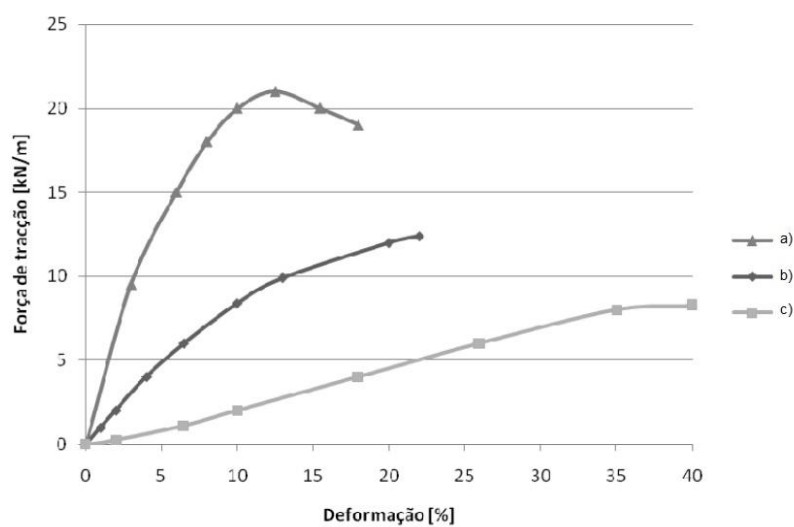


Fig. 4.16 - Curvas de tração-deformação genéricas em geossintéticos: a) Geogrelha biaxial em propileno (tracionado na direção principal); b) Geotêxtil tecido em polipropileno; c) Geotêxtil não tecido em poliéster (adaptado de Marques, 2008).

## 4.5. TALUDES E MUROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

### 4.5.1. PROCESSOS CONSTRUTIVOS

A construção de taludes e muros reforçados efetua-se colocando, alternadamente, camadas horizontais de solo compactado e de reforço. A proteção do solo reforçado faz-se através da face ou pele. As Fig. 4.17 e Fig. 4.18 mostram exemplos de taludes e muros reforçados com geossintéticos.

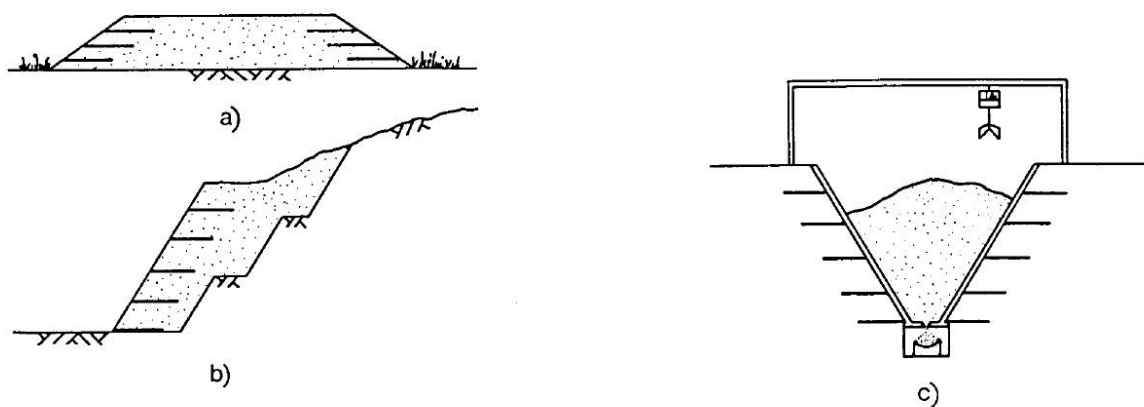


Fig. 4.17 - Exemplos de taludes reforçados: a) aterro; b) reparação de escorregamento de encosta; c) silo (Lopes, 1992).

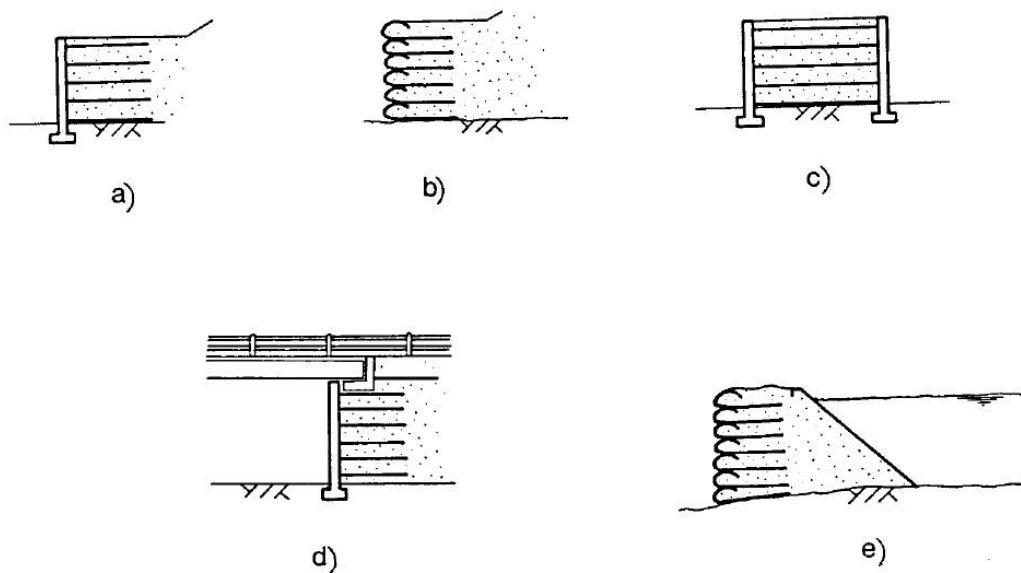


Fig. 4.18 - Exemplos de muros reforçados: a) estrutura de suporte com face em betão; b) estrutura de suporte com face formada por geotêxtil dobrado; c) dique; d) encontro de ponte; e) barragem (Lopes, 1992).

O estado de tensão de uma estrutura reforçada depende do procedimento de construção utilizado. De todos os parâmetros construtivos que influenciam o comportamento da obra, o modo de execução da face é particularmente importante tanto no que se refere às trajetórias de tensão seguidas pelo solo, como aos deslocamentos da face.

Deste modo, a face pode ser executada de duas formas (Lopes, 1992):

- Inteira e escorada, sendo as camadas de aterro e reforço colocadas alternadamente atrás da face (ver Fig. 4.19a); as escoras são retiradas quando o aterro atinge o topo da parede;
- Por incrementos, caso em que é colocado um painel de face, atrás do qual se executa a correspondente camada de aterro reforçado (ver Fig. 4.19b); os painéis seguintes são colocados alinhados pelos subjacentes, até ser atingida a cota de aterro.

As duas formas de colocar a face, acima referidas, são designadas, respetivamente, por construção escorada e por construção incremental.

A face deve ser flexível e apresenta as seguintes funções (Lopes, 1992):

- Evitar a perda de resistência e ductilidade dos reforços por exposição às radiações ultravioletas;
- Proteger os reforços do vandalismo;
- Evitar a erosão localizada e a alteração das características dos materiais por ação dos agentes atmosféricos.

Podem ser de vários tipos os sistemas de face. Entre os mais comuns destacam-se os constituídos por painéis de betão (inteiros ou segmentados) e aqueles em que a face é formada dobrando sucessivamente os vários níveis de reforços poliméricos sobre as camadas subjacentes de solo compactado (Lopes, 1992).

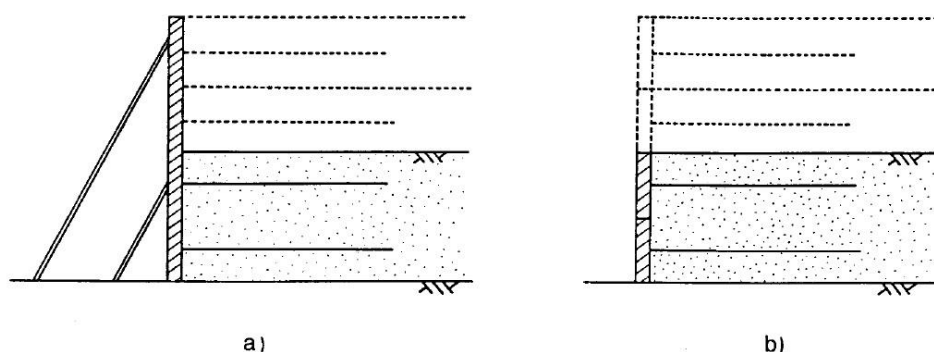


Fig. 4.19 - Modo de execução: a) construção escorada; b) construção incremental (Lopes, 1992).

Através da Fig. 4.20, ilustram-se algumas técnicas aplicadas na construção incremental com o objetivo de limitar os deslocamentos laterais e as deformações, devido às inclusões.

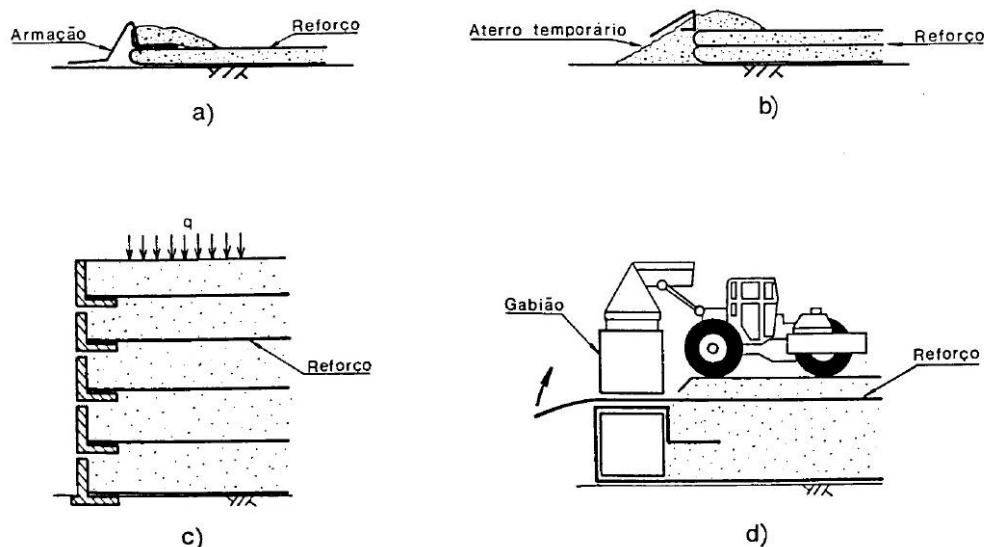


Fig. 4.20 - Algumas técnicas aplicadas na construção incremental de estruturas de face vertical reforçadas com geossintéticos: a) utilização de armação; b) utilização de aterro temporário; c) elementos de face em betão pré-fabricado; d) elementos de face em gabiões (Lopes, 1992).

#### 4.5.1.1. Tipos de solos utilizados

Um fator importante no comportamento dos muros e taludes reforçados, prende-se com tipo de material de aterro utilizado. Em regra, para estruturas permanentes, usam-se solos granulares.

A utilização de solos coerentes é limitada pelas seguintes razões (Lopes, 1992):

- A ligação entre os solos coerentes e o reforço é baixa e está sujeita a reduções caso se desenvolvam pressões neutras negativas, pondo em causa a estabilidade a curto prazo;
- É de ponderar se métodos empíricos de dimensionamento, correntemente aplicados no cálculo de solos granulares reforçados, podem ser também aplicado em solos coerentes;
- Os solos coerentes têm, normalmente, uma capacidade de drenagem reduzida, estando sujeitos a perder resistência por humificação;
- Os solos coerentes finos são mais agressivos que os solos granulares;
- As deformações a longo prazo podem ser elevadas em solos coerentes;
- Os solos coerentes são, geralmente, difíceis de compactar.



# 5

## **ANÁLISE DE UM MURO DE TERRA REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO COM COLUNAS DE JET GROUT**

### **5.1. INTRODUÇÃO**

Destina-se este capítulo à aplicação de um modelo numérico bidimensional a um muro de terra reforçada com geossintéticos, fundado sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout, que constitui a base de estudo, tendo em vista a análise do seu comportamento.

Inicialmente é feita uma descrição do modelo numérico utilizado, procedendo-se posteriormente à apresentação do problema base, onde se descreve as suas características geométricas, as características dos solos e materiais de reforço e processo construtivo. Numa última fase, serão analisados os resultados obtidos do problema em questão.

### **5.2. MODELO NUMÉRICO**

O modelo matemático utilizado designa-se por RECRIB e foi desenvolvido por Borges (1995).

Dada a diversidade de hipóteses teóricas presentes no modelo, serão em seguida enunciadas apenas aquelas que foram consideradas para o presente trabalho (Borges, 1995):

- Modelação de estados planos de deformação e de escoamento;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento tendo em conta as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efetivas (extensão da teoria de consolidação de Biot); esta formulação é aplicada em qualquer fase do problema, ou seja, quer durante a execução do aterro, quer no período pós construtivo;
- Utilização de um modelo de estados críticos (modelo  $p-q-\theta$ ) na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro;
- Utilização de um modelo elástico bidimensional na simulação do comportamento constitutivo do jet grout e do material da face do muro;
- Utilização de um modelo elástico unidimensional para elementos-barra na simulação do comportamento constitutivo dos geossintéticos.

### 5.2.1. PROCESSOS DE CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Ao aplicar-se uma ação a uma massa de solo saturado, gera-se um processo transitório de escoamento associado a transferências de carga da água (pressões neutras) para o esqueleto sólido (tensões efetivas). Quando este processo transitório resulta numa diminuição do volume do solo (excessos de pressões neutras positivos), está-se perante um fenómeno designado por consolidação. No caso contrário, isto é, se o volume do solo aumenta (excessos de pressões neutras negativos), o fenómeno pode designar-se por expansão. Em qualquer dos casos, a teoria matemática que descreve a dissipação dos excessos de pressões neutras, sendo estes positivos ou negativos, e a respetiva deformação do solo, designa-se por teoria da consolidação (Borges, 1995).

Em 1923, foi desenvolvida por Terzaghi a primeira formulação de uma teoria de consolidação, embora em termos unidimensionais e assente em hipóteses simplificadas.

Surge, mais tarde, a primeira teoria geral e coerente de consolidação multidimensional, formulada por Biot (1935,1941), a qual associa a deformação do esqueleto sólido ao escoamento do fluido intersticial (análise conjunta das equações de equilíbrio e de continuidade). Inicialmente, esta teoria foi desenvolvida supondo um comportamento elástico linear e isotrópico do esqueleto sólido, sendo posteriormente aperfeiçoada para outros tipos de comportamento, nomeadamente, a anisotropia e a viscosidade.

Na aplicação do método de elementos finitos ao problema em questão, foram consideradas como variáveis básicas, os deslocamentos e os excessos de pressões neutras, e como equações governativas, as equações de equilíbrio e de escoamento.

É importante salientar a utilização exclusiva de técnicas incrementais no modelo desenvolvido por Borges (1995). Devendo-se este facto ao carácter incremental da integração no tempo das equações governativas nas análises acopladas. Assim, para cada cálculo, está implícito um intervalo de tempo, durante o qual se aplica, ou não, um incremento de carga. Deste modo, são introduzidos afastamentos relativamente às curvas reais, resultantes da utilização de métodos incrementais em problemas não lineares, afastamentos estes que são tanto menores quanto menores forem os incrementos de carga e/ou de tempo considerados.

Como as incógnitas do problema variam no espaço e no tempo, é necessário proceder-se a uma discretização do domínio em elementos finitos espaciais e temporais. Em cada cálculo, os deslocamentos e os excessos de pressões neutras no interior dos elementos são obtidos a partir dos valores dessas grandezas nos pontos nodais correspondentes, através de funções de forma.

Na Fig. 5.1 são ilustrados os elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico, na modelação do solo de fundação, do material de aterro, das colunas de jet grout e do material que constitui a face do muro.

O elemento apresentado na Fig. 5.1 a) é utilizado para modelar massas de solo em que se processam fenómenos de consolidação. No presente trabalho este tipo de elemento é utilizado no solo mole e nas colunas de jet grout. Trata-se portanto, de um elemento triangular com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressões neutras (nos vértices). No interior do elemento, as pressões neutras e as deformações apresentam uma variação linear (grau de variação da mesma ordem).

A Fig. 5.1 b) ilustra por sua vez, um elemento apenas com incógnitas-deslocamentos (doze, duas por cada ponto nodal), utilizado para modelar os materiais que constituem a face do muro e o aterro. Este



último apresenta valores bastante elevados de permeabilidade (por ser do tipo granular), sendo perfeitamente aceitável a consideração da hipótese de uma modelação drenada nos elementos correspondentes (excessos de pressões neutras nulos). Numericamente, trata-se de uma simplificação em que são apenas consideradas incógnitas-deslocamentos neste material.

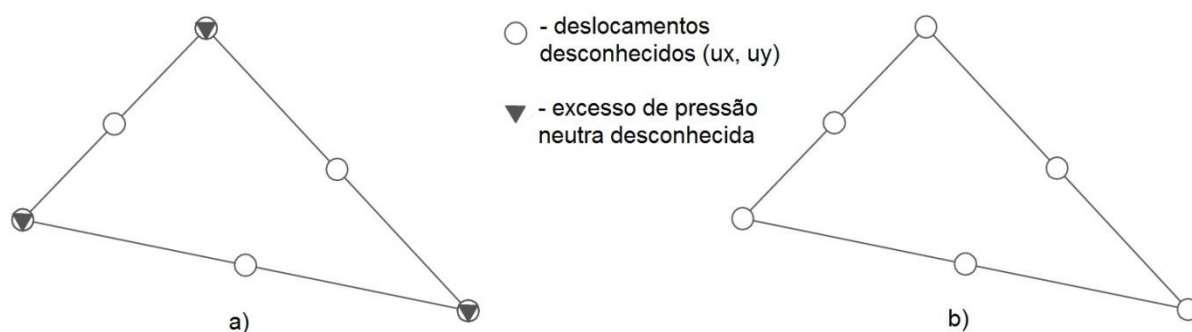


Fig. 5.1 - Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excessos de pressão neutra (adaptado de Borges, 1995).

### 5.2.2. MODELAÇÃO DO GEOSSINTÉTICO

No método de elementos finitos, a fiabilidade dos resultados obtidos aumenta não só com o refinamento da malha, mas também com a utilização de elementos finitos com funções-deslocamento de ordem mais elevada. É necessário, portanto, que o equilíbrio entre estas duas hipóteses esteja sempre presente.

Como forma de conferir uma compatibilidade geométrica com os elementos bidimensionais (elementos triangulares de seis nós com funções-deslocamentos quadráticas), o geossintético é modelado por elementos-barra de três nós com funções-deslocamento de 2ª ordem. Este tipo de elemento (Fig. 5.2) apresenta, unicamente, rigidez à tração segundo a sua direção. A rigidez à flexão é, portanto, desprezada no caso dos materiais em questão, nomeadamente geotêxteis e geogrelhas (Borges, 1995)

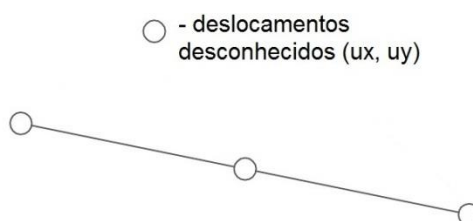


Fig. 5.2 - Elemento-barra de 3 nós.

### 5.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO – MODELO P-Q-Θ

Um dos problemas principais da aplicação de modelos numéricos no estudo de obras geotécnicas incide na escolha de um modelo que reproduza, de uma forma realista, as características constitutivas dos solos em causa. Deste modo, dada a complexidade dos solos, só recorrendo a modelos muito complexos e elaborados é possível uma descrição completa do seu comportamento. No entanto, a

complexidade destes modelos conduz, em geral, a uma diversidade de dificuldades, nomeadamente, na caracterização laboratorial dos parâmetros, inviabilizando, muitas vezes, a sua aplicação (Borges, 1995).

Perante este facto, é necessário associar a simplicidade do modelo a uma relativa complexidade matemática que tenha em conta os aspetos mais relevantes do comportamento dos solos nos problemas em análise.

No modelo numérico desenvolvido por Borges (1995) foram aplicados três modelos de estados críticos: Calm-clay, Clam-clay modificado e modelo p-q- $\theta$ . Trata-se de modelos elastoplásticos com superfícies de cedência fechadas em que o conceito de cedência está dissociado do de rotura final ou estado crítico. Os dois primeiros (modelos Clam-clay e Clam-clay modificado) são formulados adotando para superfície de estado crítico a superfície de Drucker-Prager em que quer a superfície de rotura quer a superfície de cedência são independentes do invariante  $\theta$  das tensões. Por sua vez, o modelo p-q- $\theta$  adota como superfície de estados críticos a superfície de Mohr-Coulomb em que já não se verifica a independência relativamente ao invariante  $\theta$ . Tendo em conta que os diversos resultados experimentais revelam uma maior proximidade com a realidade quando as situações de rotura são definidas pela superfície de Mohr-Coulomb que com as definidas pelo critério de Drucker Prager (Borges, 1995)(ver Fig. 5.3), foi utilizado neste trabalho o modelo p-q- $\theta$ .

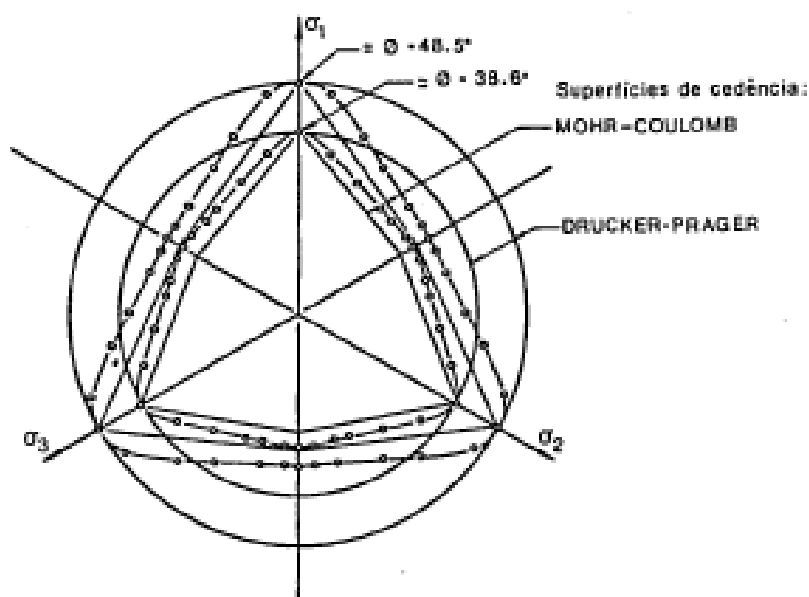


Fig. 5.3 - Comparação das superfícies de rotura de uma areia solta e densa definidas pelos critérios de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb no plano octaédrico (adaptado de Borges, 1995).

Um solo encontra-se em estado crítico se, ao deformar-se, não existe variação do seu volume nem variação das tensões efetivas. A situação de plasticidade perfeita ocorre quando uma massa de solo sob deformações distorcionais entra em cedência continuando a deformar-se até atingir a linha de estado crítico. Esta linha é definida pelas seguintes equações:

$$q = Mp \quad (4.1)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p \quad (4.2)$$

em que  $p$  e  $q$  são os invariantes que representam, respetivamente, a tensão média efetiva e a tensão de desvio. Na equação (4.2),  $\lambda$  e  $\Gamma$  são parâmetros característicos do solo, sendo  $v$  o volume específico ( $v=1+e$ , sendo  $e$  o índice de vazios).

No modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ ,  $M$  é função do invariante  $\theta$  e do ângulo de atrito  $\phi$  (definido em termos de tensões efetivas), sendo que, no referencial  $p$ - $q$  representa o declive da linha de estados críticos:

$$M = \frac{3 \sin \phi}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \phi \sin \theta} \quad (4.3)$$

Estas equações definem, no referencial tridimensional  $(p,v,q)$ , a linha de estados críticos, como se apresenta na Fig. 5.4 a). Nas Fig. 5.4 b) e c) esta linha é representada nos referenciais  $(p,q)$  e  $(\ln p, v)$ .

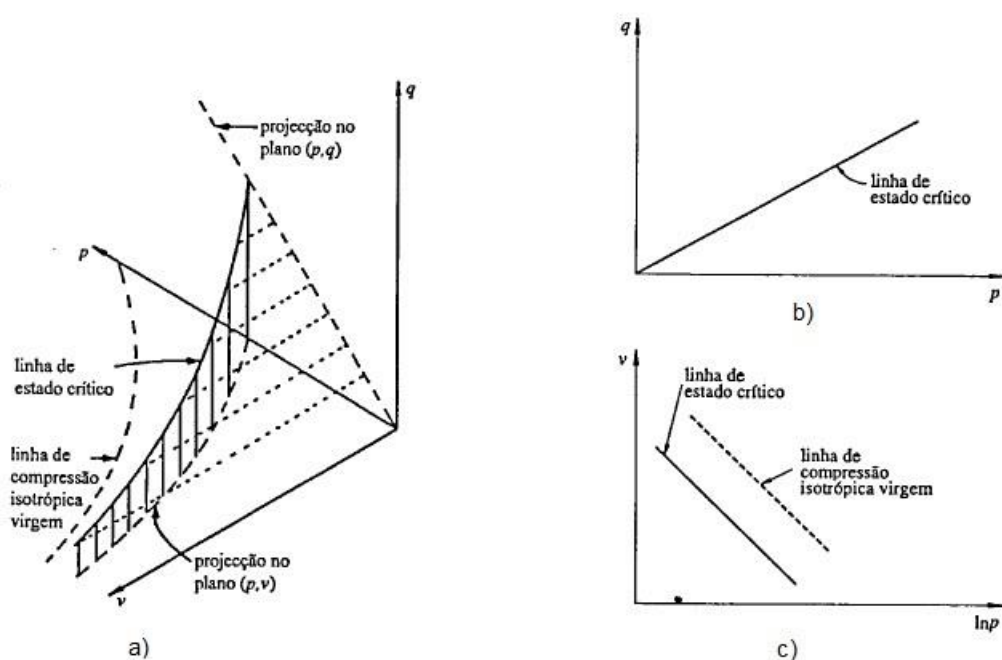


Fig. 5.4 - Linha de estado crítico nos referenciais: a)  $(p,v,q)$ ; b)  $(p,q)$ ; c)  $(\ln p, v)$ . (Borges, 1995).

Relativamente à superfície de cedência, esta toma a forma de uma elipse no referencial  $(p,q)$ , como se pode observar pela Fig. 5.5 a). O solo endurece ou amolece, à medida que sofre deformações plásticas, isto é, a superfície de cedência altera-se: endurecimento implica a diminuição de volume e amolecimento o seu aumento.

Na Fig. 5.5 b) ilustra-se a trajetória de tensões do tipo 1-2 que representa o endurecimento do solo, traduzindo-se por uma expansão na superfície de cedência.

Relativamente à trajetória de tensões do tipo 3-4, representada pela Fig. 5.5 c), o modelo simula o amolecimento do solo devido à dilatação do material, sendo este fenómeno traduzido por uma contração da superfície de cedência.

Por sua vez, a Fig. 5.5 d) representa, no espaço das tensões efetivas, as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- $\theta$ .

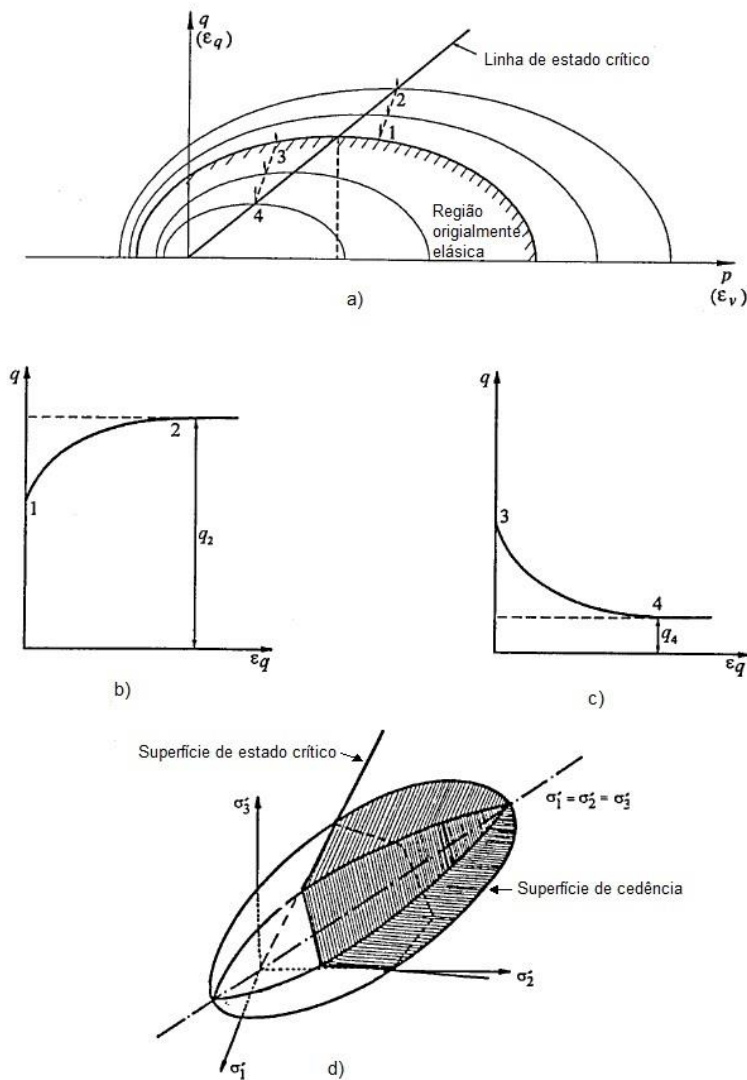


Fig. 5.5 - a) Superfícies de cedência do modelo (p-q- $\theta$ ) (referencial (p,q)); b) endurecimento (trajetória de tensões 1-2); c) amolecimento (trajetória de tensões 3-4); d) superfície de cedência e de estados críticos do modelo (p-q- $\theta$ ) no espaço de tensões principais efetivas. (Borges, 1995).

É importante, também, introduzir a noção de nível de tensão utilizada neste trabalho, SL (do inglês *stress level*) como forma de quantificar a proximidade entre o estado de tensão e a situação de estado crítico. Em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, este parâmetro varia entre 0 e 1, correspondendo este último valor à situação de rotura última ou estado crítico, e é definido da seguinte forma (Borges, 1995):

$$SL = \frac{q}{pM} \quad (4.4)$$

### 5.3. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE

O problema base, para este trabalho, consiste na construção contínua, em 28 dias, de um aterro com 3 m de altura e 25 m de largura, suportado por um muro de terra reforçada com geossintéticos, fundado sobre um solo argiloso mole reforçado com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético. Na Fig. 5.6 apresenta-se a sua geometria.

A camada argilosa saturada, que constitui a fundação, tem 8 m de espessura e assenta num maciço rígido impermeável que estabelece as condições de fronteira inferior do problema.

As colunas de jet grout têm 1 m de diâmetro e estão dispostas em malha quadrangular em planta com 3 m de espaçamento entre eixos de colunas adjacentes, sendo o seu comprimento igual à espessura do estrato de argila (8 m), ou seja, a sua extremidade inferior está apoiada no estrato rígido.

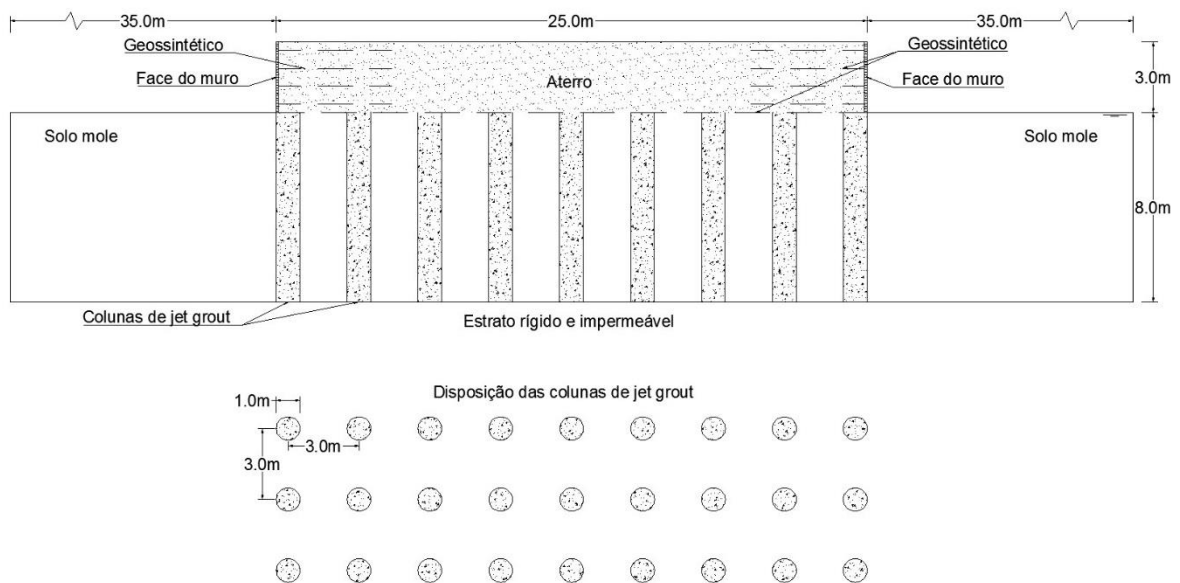


Fig. 5.6 - Representação esquemática do problema base.

Uma vez que a obra em causa apresenta simetria relativamente ao plano vertical que passa pelos centros das colunas da fiada central, optou-se por um estudo simplificado do sistema, representado na Fig. 5.7.

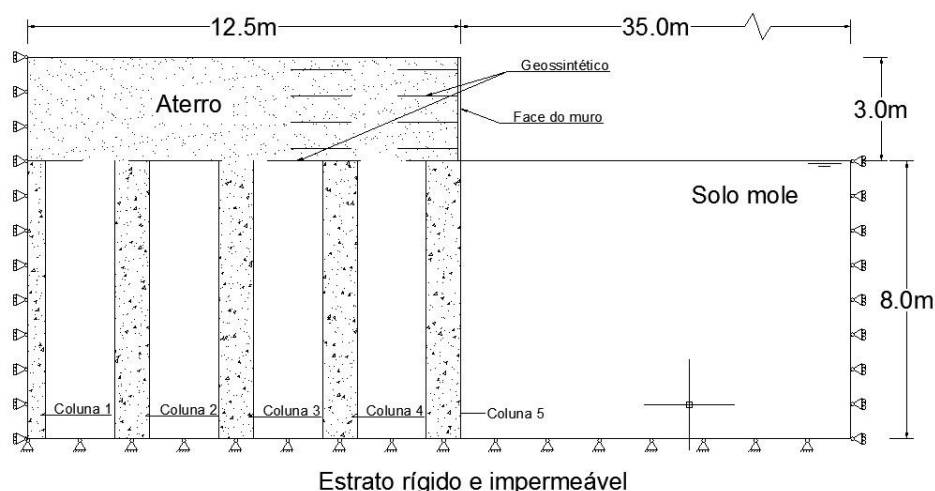


Fig. 5.7 - Representação esquemática do sistema em estudo.

As condições de fronteira dos deslocamentos foram estabelecidas tendo em conta, por um lado, as formações geológicas em que assenta a fundação (fronteira inferior onde se supõe nulos os deslocamentos tanto verticais como horizontais) e, por outro, os deslocamentos horizontais nulos em todos os pontos das fronteiras laterais. Relativamente aos excessos de pressão neutra, foram impostos valores iguais a zero na superfície do solo mole (superfície de drenagem).

Segundo Han (1999) e Marques (2008), o espaçamento típico entre colunas para aterros reforçados, varia entre 1,5 a 4,5 m. Desta forma, considerou-se um espaçamento de 3,0 m entre colunas adjacentes, tanto transversal como longitudinal.

No topo das colunas existe uma camada de geossintético do tipo geogrelha.

O sistema de reforço do aterro é feito através de quatro camadas de geossintéticos com as mesmas características da camada existente no topo das colunas. Estes são colocados na horizontal e dispostos de forma regular com afastamento na vertical de 0,75 m, com comprimento de 4,8 m, à semelhança do estudo efetuado por Lopes (1992). A face à qual se ligaram as inclusões é constituída por painéis com 0,10 m de espessura e 0,75 m de altura, como módulo de elasticidade,  $E=0,55$  GPa (Lopes, 1992).

A execução da obra é composta por 5 fases, pretendendo traduzir a construção incremental pretendida (Fig. 5.8): na primeira fase coloca-se o geossintético que constitui o encabeçamento das colunas e constrói-se a camada de aterro adjacente à fundação com 0,375 m de espessura; nas três seguintes, coloca-se a inclusão e posteriormente executa-se uma camada de aterro com 0,75 m; finalmente, a fase final é semelhante à primeira, com a colocação do último nível de reforço e execução de uma camada de aterro com 0,375 m de altura.

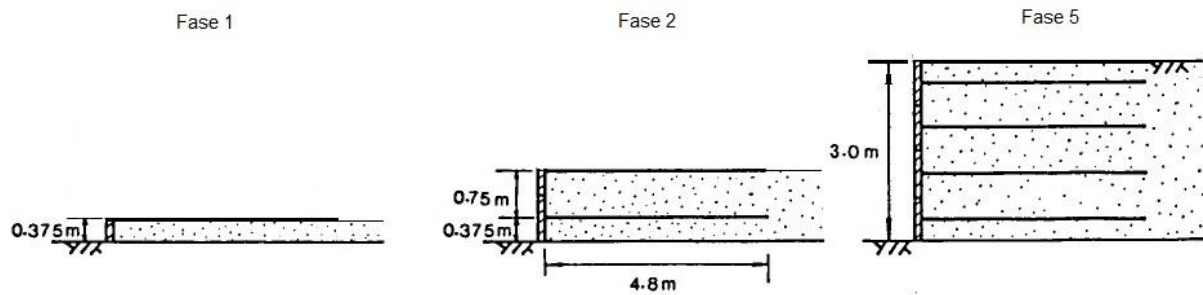


Fig. 5.8 - Diferentes fases de construção (adaptado de Lopes (1992))

A Fig. 5.9 ilustra a geometria da obra em estudo, representando a malha de elementos finitos utilizada nas diferentes fases construtivas. Esta tem um total de 5928 nós e 11734 elementos, sendo estes distribuídos da seguinte maneira:

- 3268 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o solo mole de fundação;
- 1026 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que modelam as colunas de jet grout;
- 7104 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas deslocamentos e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que formam o aterro;
- 128 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas deslocamentos e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que compõem a face do muro;
- 208 elementos barra de 3 nós (6 incógnitas de deslocamento) que simulam o geossintético.



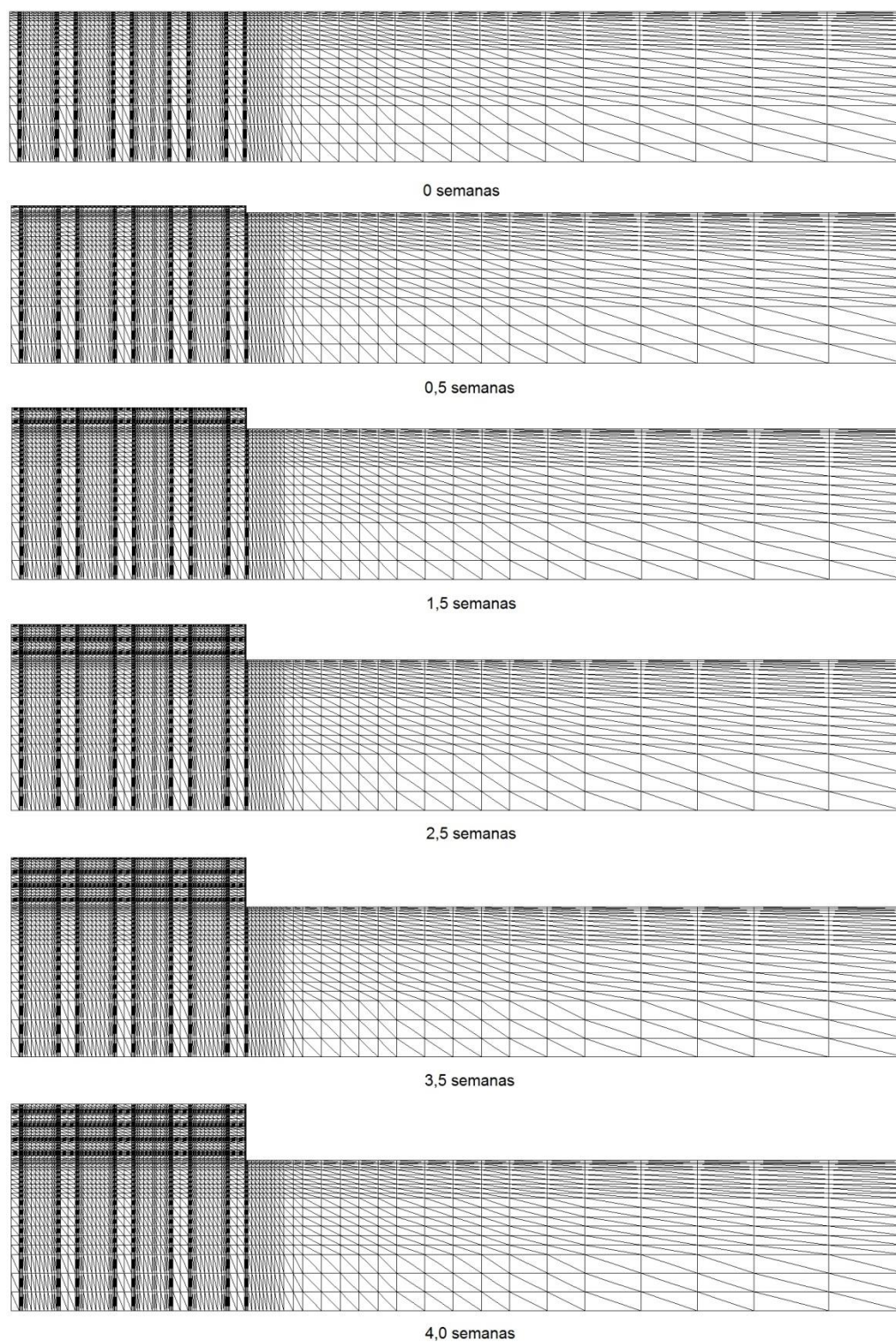


Fig. 5.9 - Malha de elementos finitos.

Na simulação das interfaces solo-colunas de jet grout e solo-geossintético, não foram utilizados elementos de junta por simplificação. A não consideração destes elementos justifica-se, por um lado, dada a elevada rugosidade existente nestas interfaces e por outro, devido a uma boa discretização da



malha nestas zonas (espaçamento de 5 cm). Abdullah (2006), Gangakhedkar (2004), Marques (2008) e Rao (2006) recorreram à mesma simplificação na simulação de reforço de solos de fundação com colunas de jet grout, sustentando a opção considerada para este trabalho.

As características do solo de fundação e do material de aterro são apresentadas no Quadro 5.1. Estas informações são complementadas através do Quadro 5.2 onde se indica, para a argila, a variação em profundidade dos valores do coeficiente de impulso em repouso e do coeficiente de sobreconsolidação. Trata-se assim de uma argila normalmente consolidada para profundidades superiores a 1,8 m e ligeiramente sobreconsolidada nas camadas mais superficiais.

Quadro 5.1 - Características da argila e do material de aterro. Borges (1995).

Solo	$\lambda$	k	$\Gamma$	$\Phi'$ (°)	$\nu'$	N	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_x$ (m/s)	$k_y$ (m/s)
Argila	0,22	0,020	3,26	30	0,25	3,400	17	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-9</sup>
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,817	20	-	-

Quadro 5.2 - Valores de  $K_0$  e OCR para a argila.

Profundidade (m)	$K_0$	OCR
0 - 1	0,7	2,43
1 – 1,8	0,7 – 0,5	2,43 -1,00
1,8 – 8,0	0,5	1,00

Por sua vez, adota-se para a simulação do geossintético, um modelo de comportamento elástico linear. As características consideradas para este material são apresentadas no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 - Características do geossintético.

$J=E \cdot t$ (kN/m)	E (GPa)	t (m)
1000	0,5	0,002

Finalmente, para simular as colunas de jet grout considerou-se um modelo elástico linear isotrópico, caracterizado pelo módulo de elasticidade (E) e pelo coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), apresentados no Quadro 5.4. Considerou-se o valor de  $2 \times 10^{-10}$  para a permeabilidade, k, do jet grout.

Quadro 5.4 - Características do jet grout.

E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	K (m/s)
150	0,2	17	$2 \times 10^{-10}$

Neste problema, foi adotado o módulo de elasticidade referido por Jaritngam (2003), relativo a colunas de jet grout executadas para reforçar um solo argiloso mole de fundação, na construção de uma estrada na Tailândia.

É importante ainda referir que, em todos os cálculos efetuados, a modelação fez-se em estado plano de deformação. Deste modo, dado que no problema base se considerou um certo espaçamento longitudinal (3 m), é necessário definir um módulo de elasticidade equivalente ( $E_{eq}$ ), calculado da seguinte forma:

$$E_{eq} = E_c \frac{A_c}{A_c + A_s} + E_s \frac{A_s}{A_c + A_s} \quad (4.5)$$

sendo  $E_c$  e  $E_s$  os módulos de elasticidade das colunas e do solo respetivamente,  $A_c$  a área de coluna e  $A_s$  a área de solo em cada fiada de colunas, com comprimento igual ao espaçamento longitudinal considerado. Em termos práticos, dado que  $E_s$  é substancialmente menor que  $E_c$ , a segunda parcela da equação pode ser desprezada ficando:

$$E_{eq} = E_c \frac{A_c}{A_c + A_s} \quad (4.6)$$

#### 5.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO PROBLEMA BASE

A construção do aterro provoca, no maciço de fundação, variações dos estados de tensão tanto no esqueleto sólido (tensões efetivas) como no fluido intersticial (pressões neutras). Terminando este período de carga, com a conclusão da construção, as variações do estado de tensão e de deformação estão associadas à dissipação dos excessos de pressões neutras no decorrer do tempo, até readquirirem as condições hidrostáticas de equilíbrio no final da consolidação (Borges, 1995).

Visto que o fenómeno de consolidação ocorre não só no período posterior à construção do aterro, mas também durante a construção do mesmo, a utilização de análises acopladas tem a vantagem de possibilitar a quantificação dos estados de tensão efetiva e de pressão neutra em qualquer fase da obra, desde o início da construção até ao final da consolidação, o que não seria possível através de análises mais tradicionais.

Com o objetivo de ilustrar o comportamento da obra, incluem-se, neste texto, figuras relativas aos deslocamentos, aos estados de tensão e às grandezas que representam a eficiência do sistema de reforço com colunas de jet grout referentes tanto ao período construtivo como pós-construtivo.

#### 5.4.1. DESLOCAMENTOS

Na Fig. 5.10 apresenta-se a configuração das deformadas, com um fator de ampliação de 5, ao fim de 4 semanas, 9 anos e 15 anos. Como se pode verificar, em todas as fases a sua configuração é qualitativamente muito semelhante, apresentando uma maior deformação ao nível do geossintético da base, provocado pela diferença de rigidez entre a coluna e o solo mole.

Uma análise mais aprofundada dos assentamentos na base do aterro através das Fig. 5.11 e Fig. 5.12 permite identificar que estes são substancialmente maiores no solo do que nas colunas de jet grout, aumentando desde o primeiro incremento de carga (início da construção) até ao final da consolidação, como seria de esperar. O assentamento máximo verificado ocorre a 10,5 m do eixo de simetria e corresponde a 10,5 cm. Este ponto, no final da construção (4 semanas), apresenta já cerca de 78% do assentamento máximo, sendo que, decorridas 51,7 semanas (aproximadamente um ano), estes já se processaram quase na sua totalidade (Fig. 5.12).

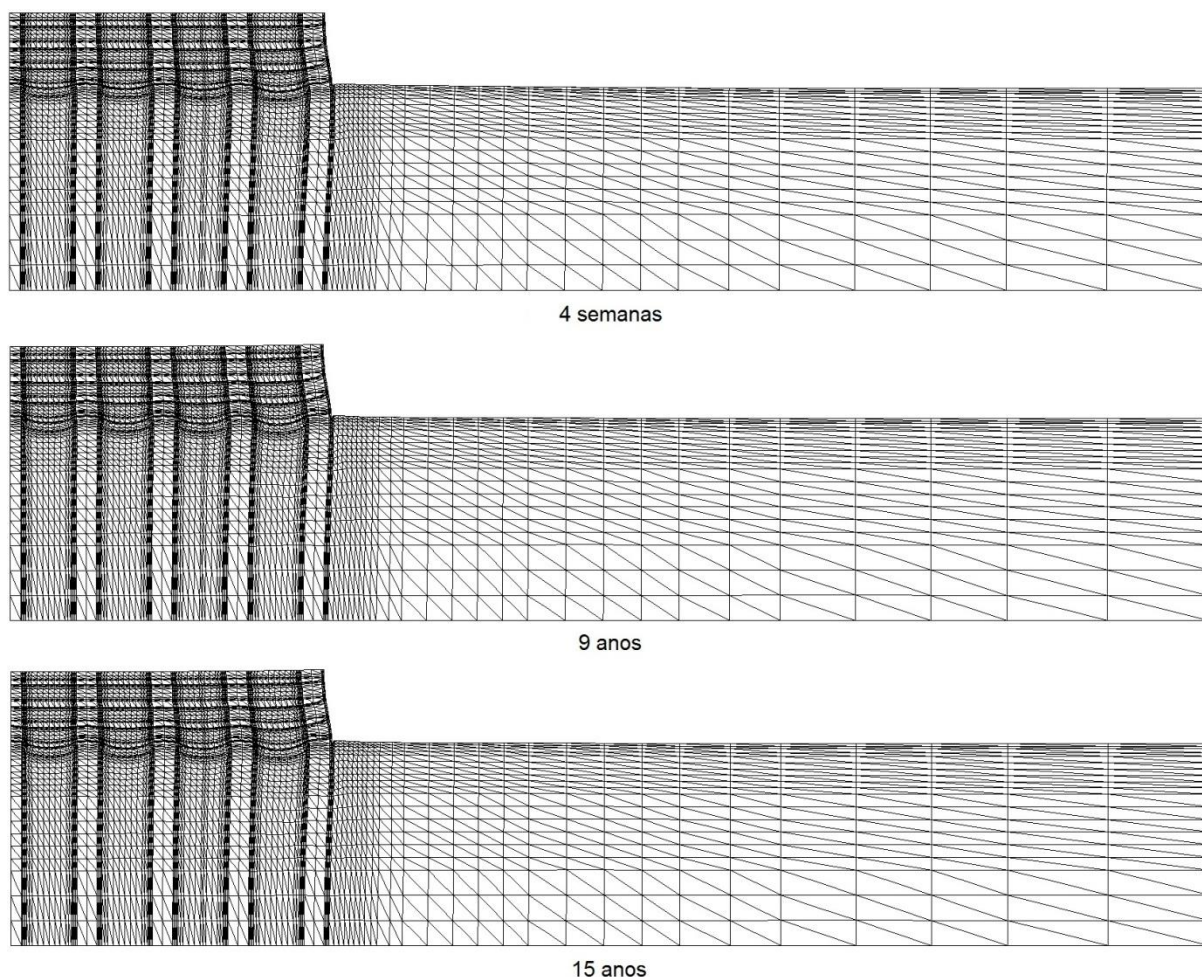
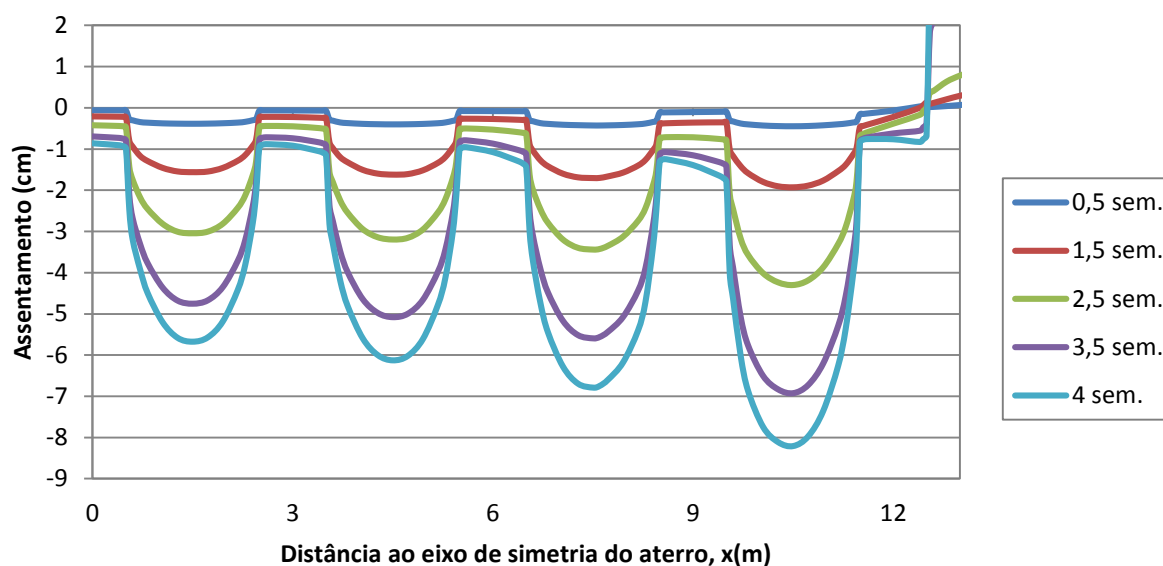
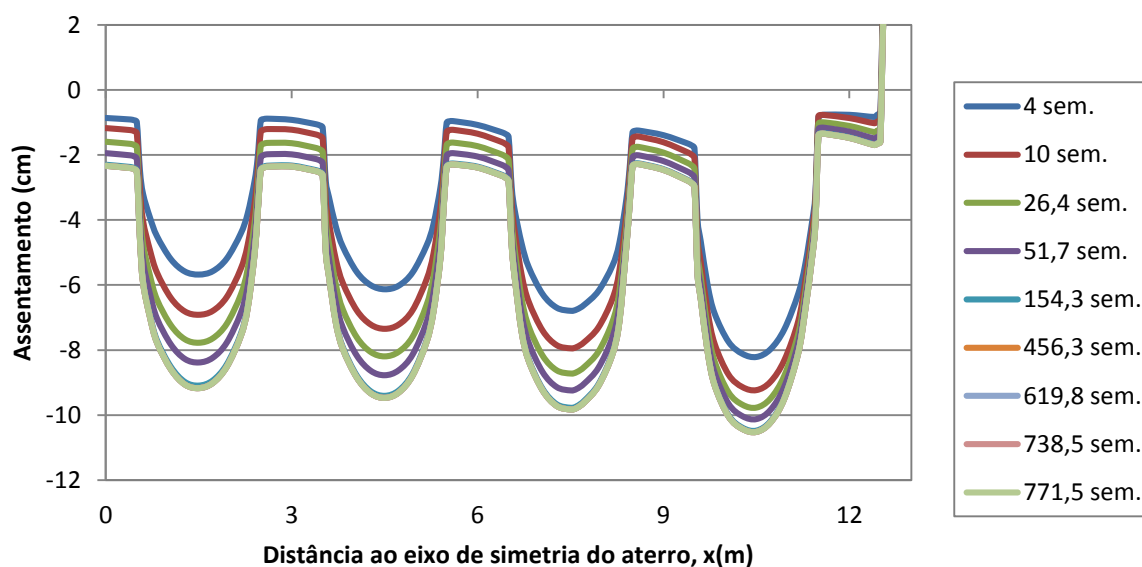


Fig. 5.10 - Configuração das deformadas ao fim de 4 semanas (final da construção), 9 e 15 anos.

Fig. 5.11 - Assentamento na base do aterro ( $z=0$  m), durante a construção.Fig. 5.12 - Assentamento na base do aterro ( $z=0$  m), no período pós-constutivo.

Complementarmente, são apresentados os assentamentos da base do aterro em função do tempo, de diversos pontos da área de influência de cada coluna nas Fig. 5.13 e Fig. 5.14.

Relativamente à Fig. 5.13, verifica-se que os assentamentos tanto no centro ( $x=0$  m) como na periferia ( $x=0,5$  m) da coluna 1 são muito semelhantes, apresentando para o final da consolidação, valores da ordem dos 2,5 cm, com um assentamento diferencial de 1,8 mm. Por outro lado, corroborando o que já foi dito, os assentamentos do solo mole, no final da consolidação, são bastante mais elevados, com um valor de 5,9 cm, a uma distância de 10 cm da face da coluna ( $x=0,6$  m), e um valor de 9,2 cm no ponto intermédio entre a coluna 1 e a coluna 2 ( $x=1,5$  m).

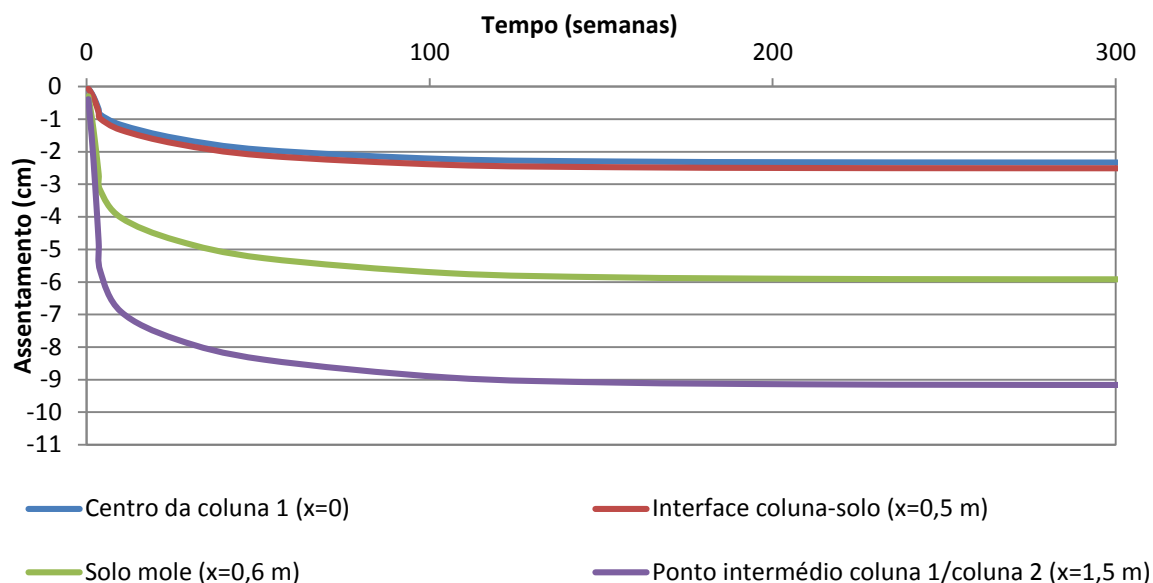


Fig. 5.13 - Evolução temporal dos assentamentos na área de influência da coluna 1, para a profundidade  $z=0$  m.

Nas Fig. 5.14 a), Fig. 5.14 b) e Fig. 5.14 c), que representam a evolução temporal dos assentamentos da base do aterro na área de influência das colunas 2, 3 e 4 respetivamente, verifica-se igualmente valores reduzidos de assentamento nas colunas, para o final da consolidação, valores estes, muito próximos de 2,5 cm. Pode-se ainda constatar, nas colunas de jet grout (à exceção da coluna 5), um ligeiro aumento do assentamento da extremidade mais afastada do eixo de simetria, de coluna para coluna, com valores de 2,6 cm na coluna 2, 2,8 cm na coluna 3 e 3,0 cm na coluna 4.

No solo mole, os assentamentos são novamente elevados, apresentando para os pontos intermédios das colunas valores da ordem dos 10,0 cm. Excluindo a última coluna, verifica-se que, do lado esquerdo da área de influência de cada coluna, o assentamento do solo é menor relativamente ao do lado direito.

A coluna 5 (ver Fig. 5.14 d)), sendo a única com carregamento assimétrico na sua área de influência, apresenta um assentamento menor em relação às restantes, tendo este um valor de 1,6 cm. Na área de influência desta, o solo mole do lado esquerdo apresenta um assentamento da mesma ordem de grandeza dos anteriores. No entanto, do lado direito a 10,0 cm da respetiva face da coluna, verifica-se um empolamento deste, atingindo um pico de 3,2 cm no final da construção, diminuindo no final da consolidação, para 2,3 cm.

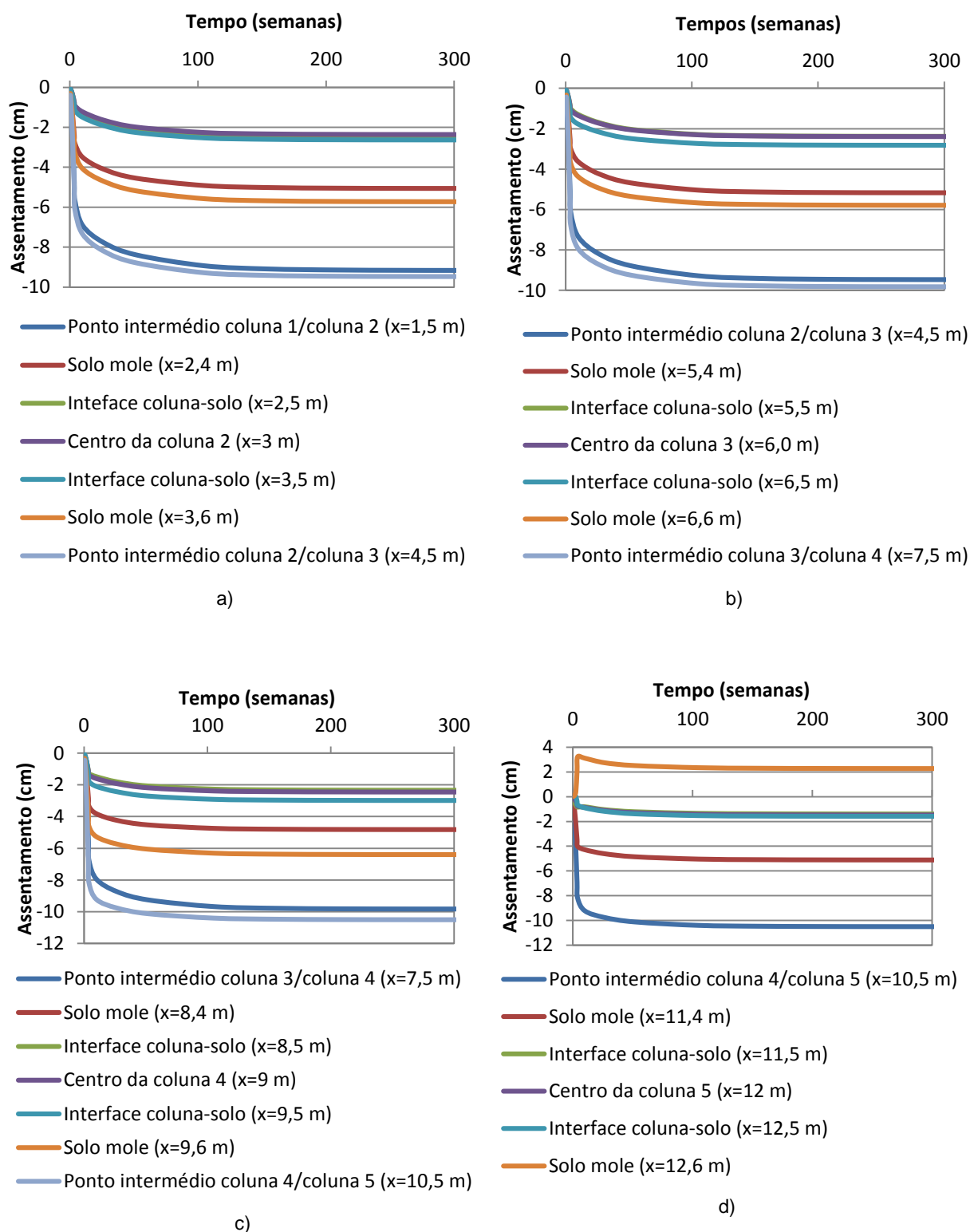


Fig. 5.14 - Evolução temporal dos assentamentos, para a profundidade  $z=0$  m, na área de influência das colunas: a) 2; b) 3; c) 4; d) 5.

As Fig. 5.15 e Fig. 5.16, apresentam os deslocamentos verticais para diferentes profundidades, referentes aos finais da construção e da consolidação.

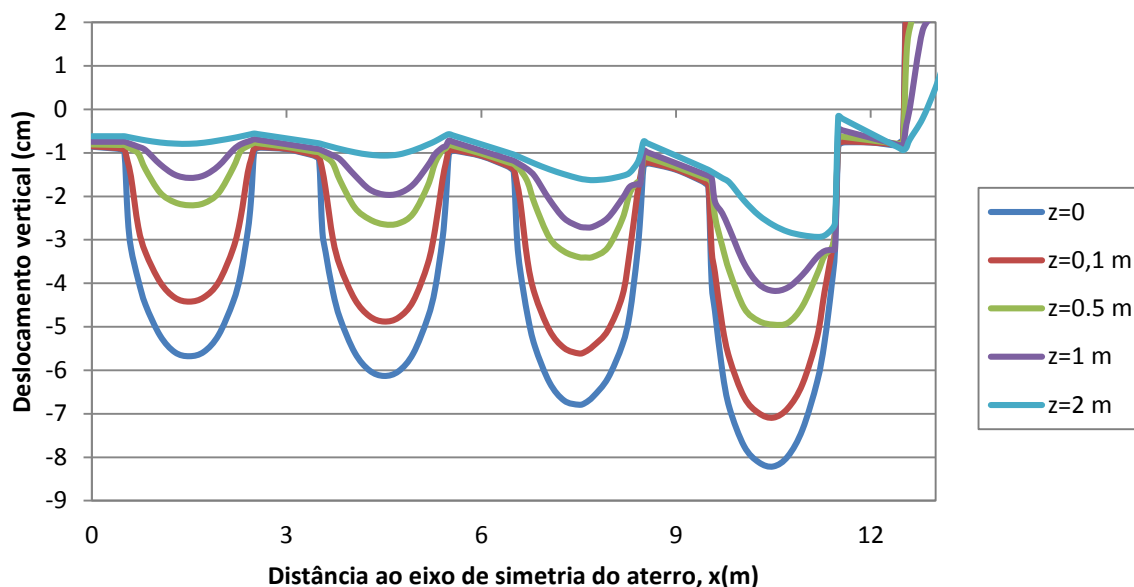


Fig. 5.15 - Deslocamentos verticais para diferentes profundidades no final da construção.

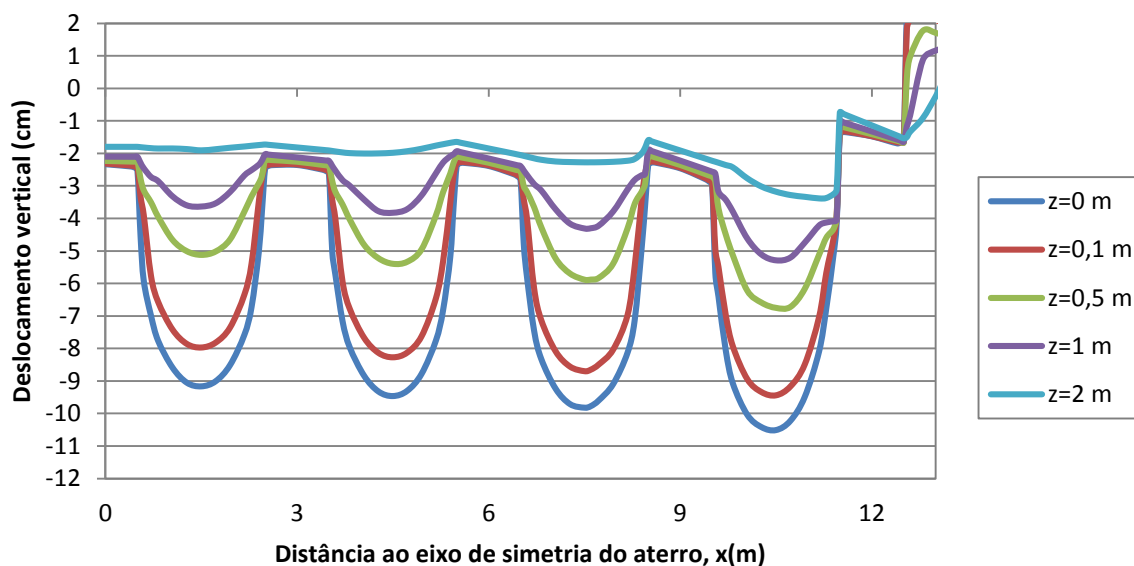


Fig. 5.16 - Deslocamentos verticais para diferentes profundidades no final da consolidação (771,5 sem.).

Observando os resultados relativos ao final da construção, conclui-se que o deslocamento vertical é máximo na base do aterro, para um ponto a 10,5 m do eixo de simetria e tem o valor de 8,21 cm. À medida que aumenta a profundidade, o respectivo deslocamento diminui, como seria de esperar.

Os resultados relativos ao final da consolidação demonstram, naturalmente, um aumento dos deslocamentos verticais, apresentando para o mesmo ponto, a 10,5 m do eixo de simetria, o valor de 10,5 cm. Sendo este efeito explicado pela dissipação dos excessos de pressão neutra decorrentes da consolidação.

Nas colunas de jet grout, os deslocamentos verticais são substancialmente mais reduzidos pois apresentam maior módulo de elasticidade. No entanto, nota-se igualmente um ligeiro aumento destes com o processo de consolidação.

Na Fig. 5.17 são ilustrados os assentamentos à superfície do aterro ( $h=3$  m) em função da distância ao eixo de simetria no decorrer do tempo.

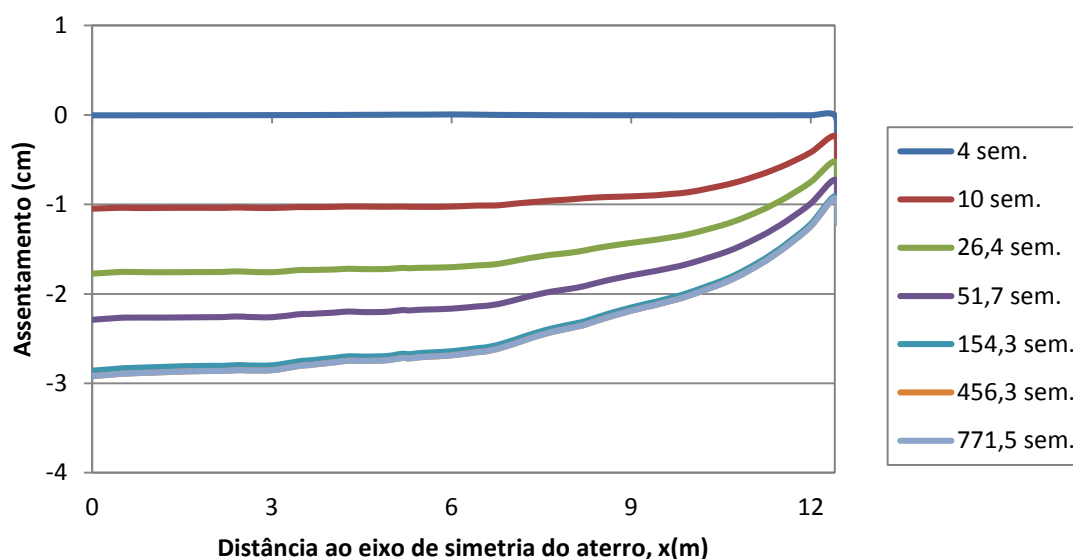


Fig. 5.17 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ( $h=3,0$  m).

Pela análise destes resultados verifica-se que ao fim de 154,3 semanas (aproximadamente 3 anos) já ocorreu praticamente a totalidade dos assentamentos à superfície. Observa-se também uma diminuição dos assentamentos superficiais à medida que aumenta a distância ao eixo de simetria do aterro, que é explicada pelo atrito existente entre o material de aterro e a face do muro. A face do muro assenta menos que a massa do aterro devido, em grande parte, ao seu alinhamento coincidir com o alinhamento de colunas 5, que lhe serve de apoio.

A Fig. 5.18 apresenta a evolução dos assentamentos à superfície do aterro ( $h=3$  m) em função do tempo, para os alinhamentos  $x=0$  m (eixo de simetria) e  $x=12,5$  m (periferia do aterro) e respetivo assentamento diferencial entre eles.



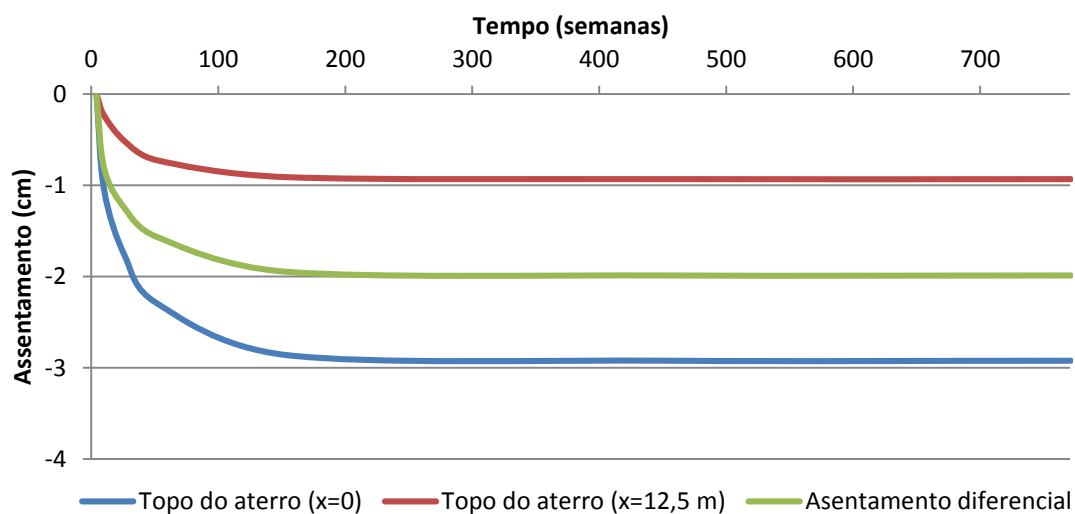


Fig. 5.18 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro para  $x=0$  m e  $x=12,5$  m e do respectivo assentamento diferencial.

Analisando a Fig. 5.18 pode-se concluir que no alinhamento do eixo de simetria o assentamento máximo à superfície do aterro é de 2,9 cm atingido ao fim de aproximadamente 250 semanas. Por sua vez, o assentamento máximo na periferia do aterro ocorre sensivelmente no mesmo período, e é de 0,9 cm. Por fim o assentamento diferencial entre estes dois pontos no final da consolidação é de 2,0 cm.

As Fig. 5.19 e Fig. 5.20 apresentam os deslocamentos horizontais da face do muro no período construtivo e no período pós-construtivo respetivamente.

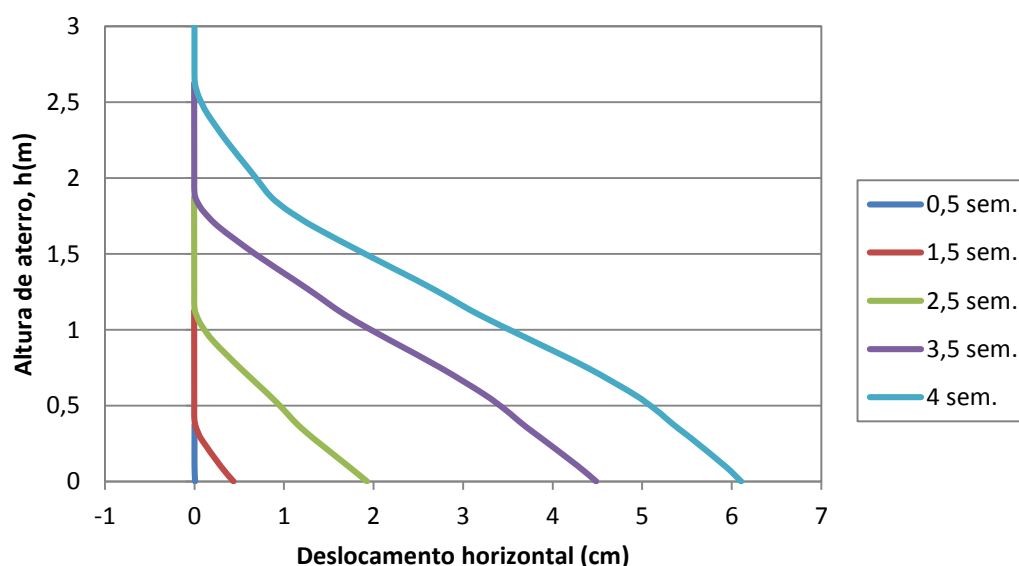


Fig. 5.19 - Deslocamentos horizontais da face do muro durante a construção.

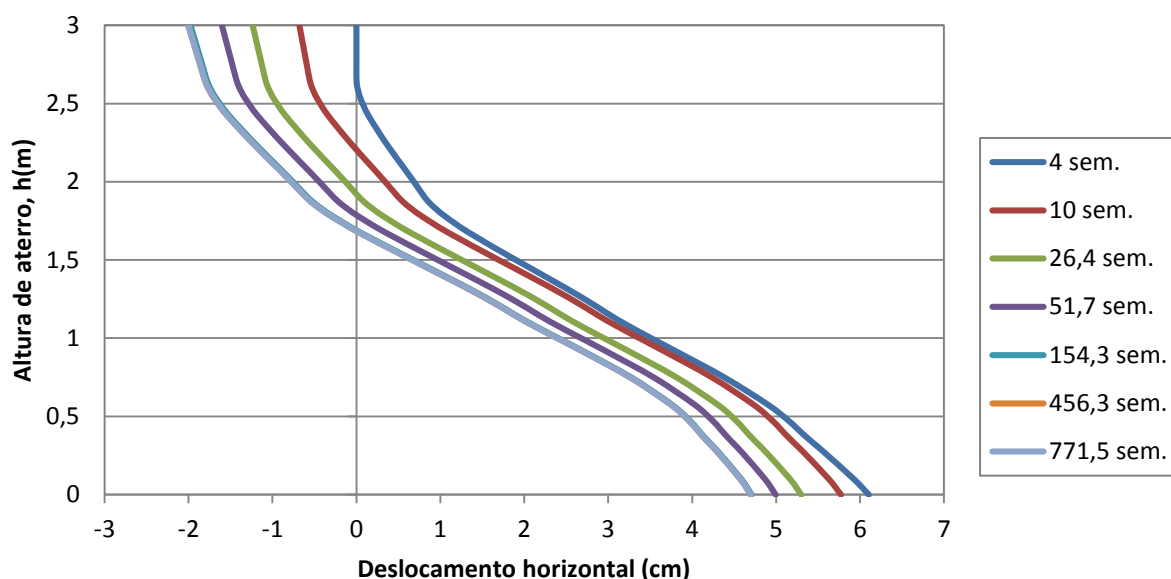


Fig. 5.20 - Deslocamentos horizontais da face do muro no período pós-construtivo.

Analisando os deslocamentos horizontais da face do muro durante a construção (ver Fig. 5.19), verifica-se que, em todas as fases incrementais, este apresenta um deslocamento positivo, isto é, afasta-se do aterro como seria espectável. Conclui-se também que no final da construção este afastamento é de 6,1 cm na base do aterro. Como comentário, é de referir que, embora se trate de um deslocamento significativo para um muro de suporte de 3 m de altura (cerca de 2 % da altura), pode considerar-se, no entanto, que se trata de um valor reduzido - e adequado em termos práticos -, tendo em conta o tipo de fundação em solos moles do muro, que só é possível ser executado neste caso devido ao reforço com colunas de jet grout.

Por outro lado, após o processo de carga devido à construção, verifica-se que o muro se desloca no sentido contrário ao anterior, isto é, na direção das terras, facto que se deve ao processo de consolidação da fundação, que se processa com diminuição dos deslocamentos horizontais. O valor deste deslocamento, no final da consolidação é de 4,7 cm para a base e -2,0 cm para a superfície do aterro. Pode também observar-se que ao fim de 154,3 semanas (3 anos) há uma estabilização destes deslocamentos, ou seja, já se processaram praticamente na totalidade.

#### 5.4.2. TENSÕES

As Fig. 5.21 e Fig. 5.22 representam os excessos de pressões neutras no solo mole para o período construtivo e pós-construtivo respetivamente. Durante a construção do aterro verifica-se um aumento dos excessos de pressões neutras, atingindo o seu máximo no final da construção (4 semanas). Este valor corresponde a 46,5 kPa, isto é, 77,5% do peso dos 3,0 m de aterro (60 kPa).

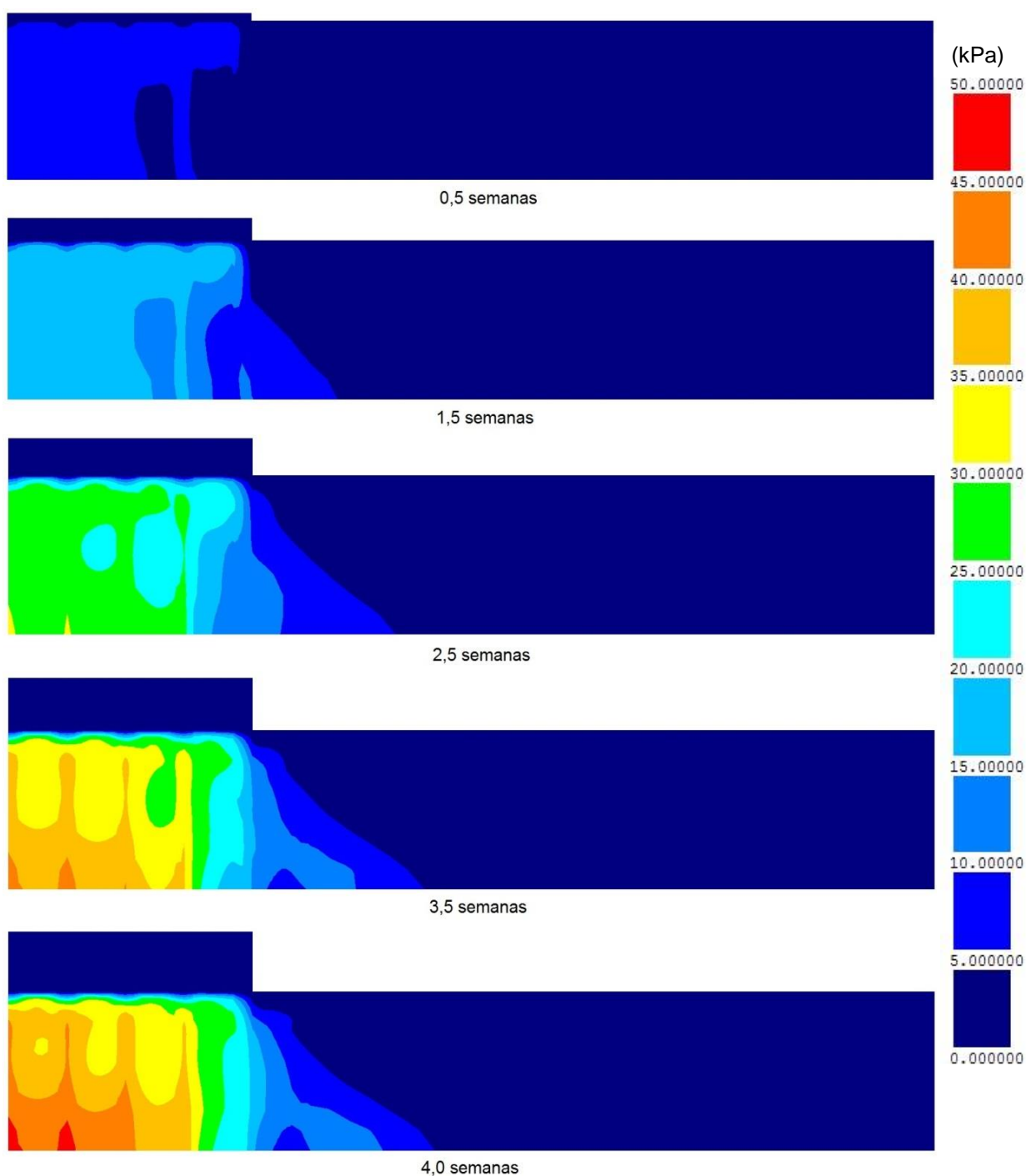


Fig. 5.21 - Excessos de pressões neutras durante a construção.

Atingido o valor máximo dos excessos de pressões neutras no final da construção, estes vão-se dissipando ao longo do tempo, estabilizando o processo de consolidação ao fim de 154,3 semanas (aproximadamente 3 anos). Importa ainda salientar que decorridas 26,4 semanas já se dissipou cerca de 39 % do excesso de pressão neutra máximo, aumentando este valor para 68 % no final de 51,7 semanas (1 ano) (ver Fig. 5.22).

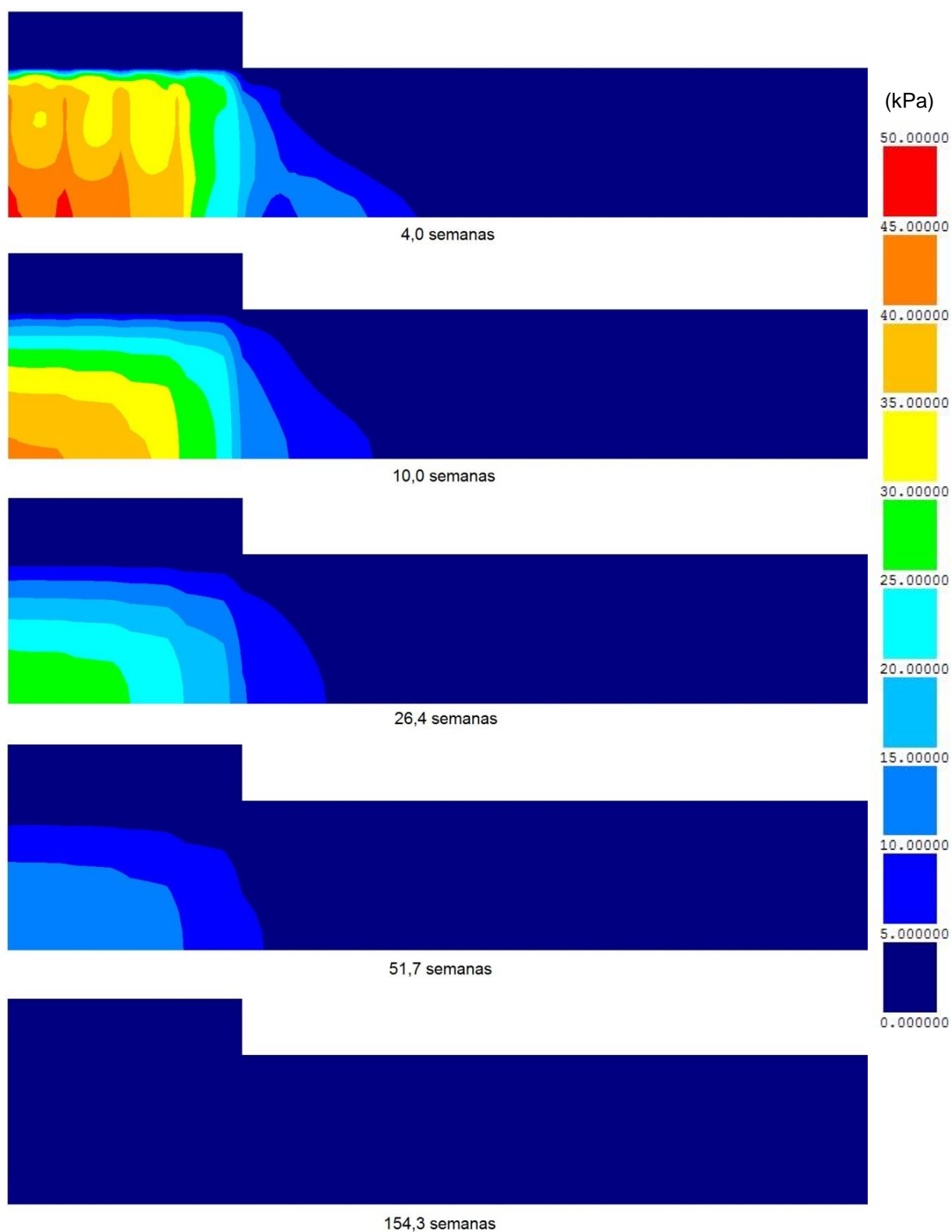


Fig. 5.22 - Excessos de pressões neutras no período pós-constutivo.

Com a dissipação dos excessos de pressões neutras, aumentam as tensões efetivas verticais, mais particularmente nas colunas de jet grout, como se verifica pelas Fig. 5.23 e Fig. 5.24. Pela sua análise conclui-se que este aumento é mais significativo a partir do final da construção (semana 4), observando-se uma maior concentração de tensões nas colunas (ver Fig. 5.24), sendo possível constatar também que no topo destas há uma concentração de tensões devido à transferência da carga do aterro para as colunas por efeito de arco.

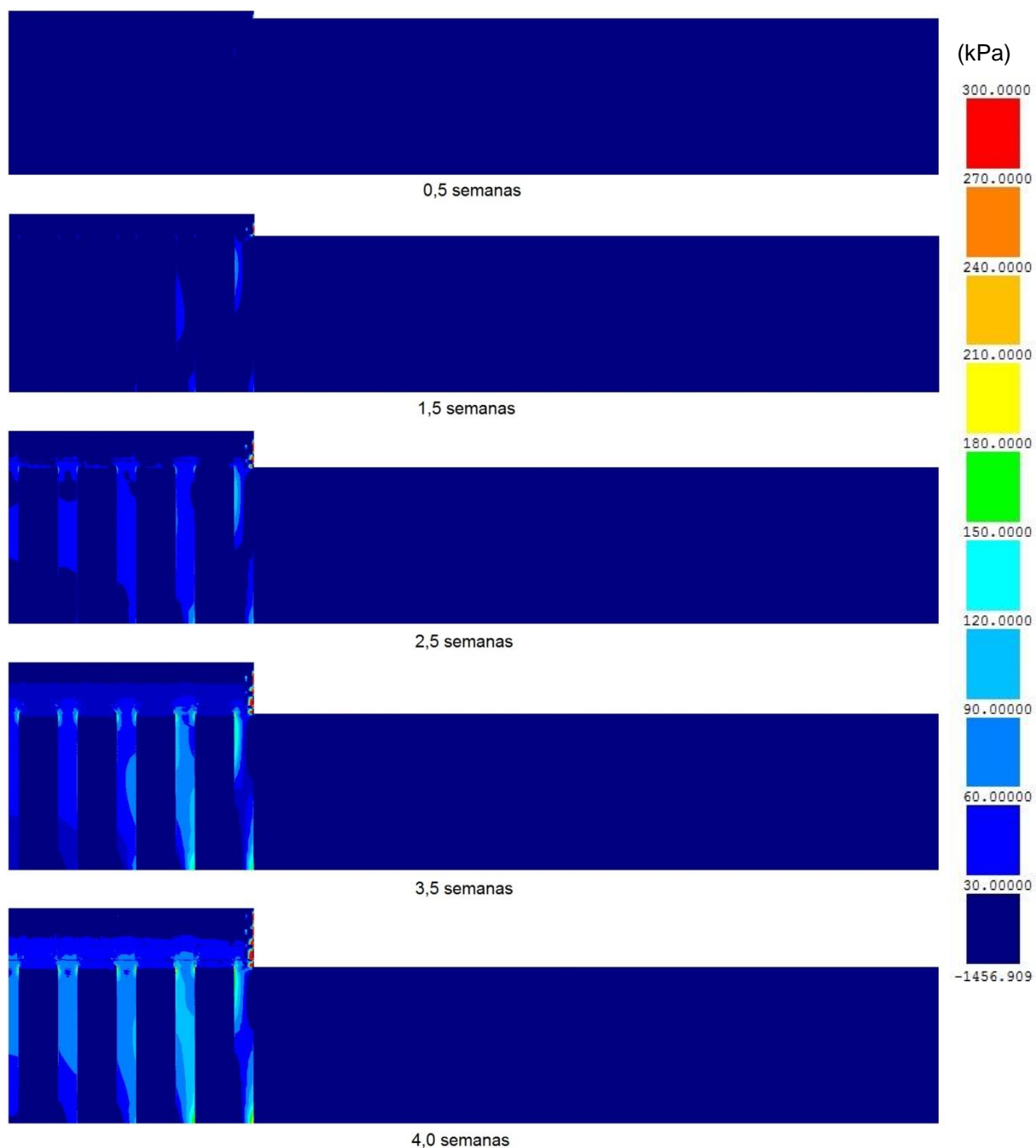


Fig. 5.23 - Acréscimos de tensão efetiva vertical,  $\Delta\sigma'_v$ , durante a construção.

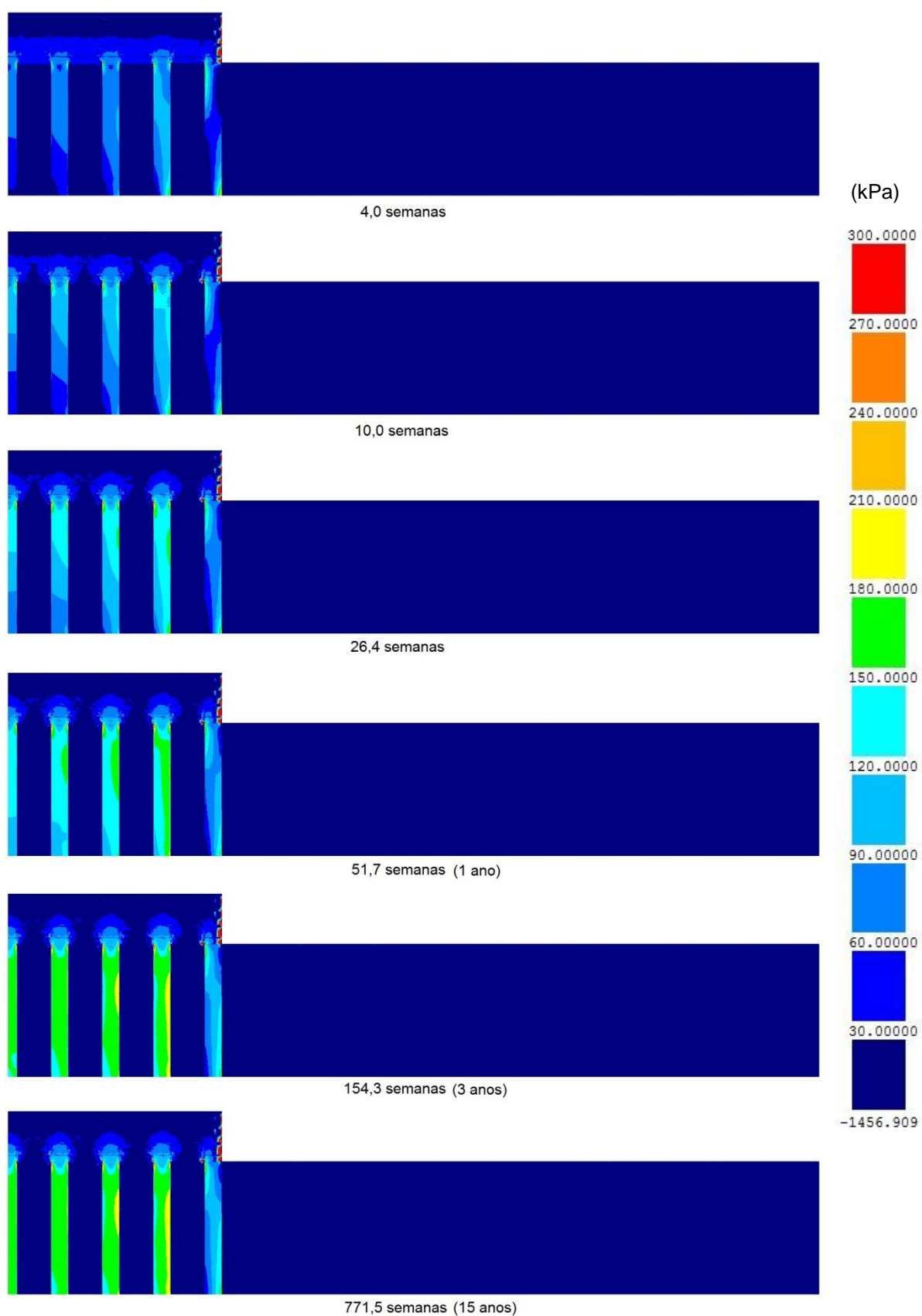


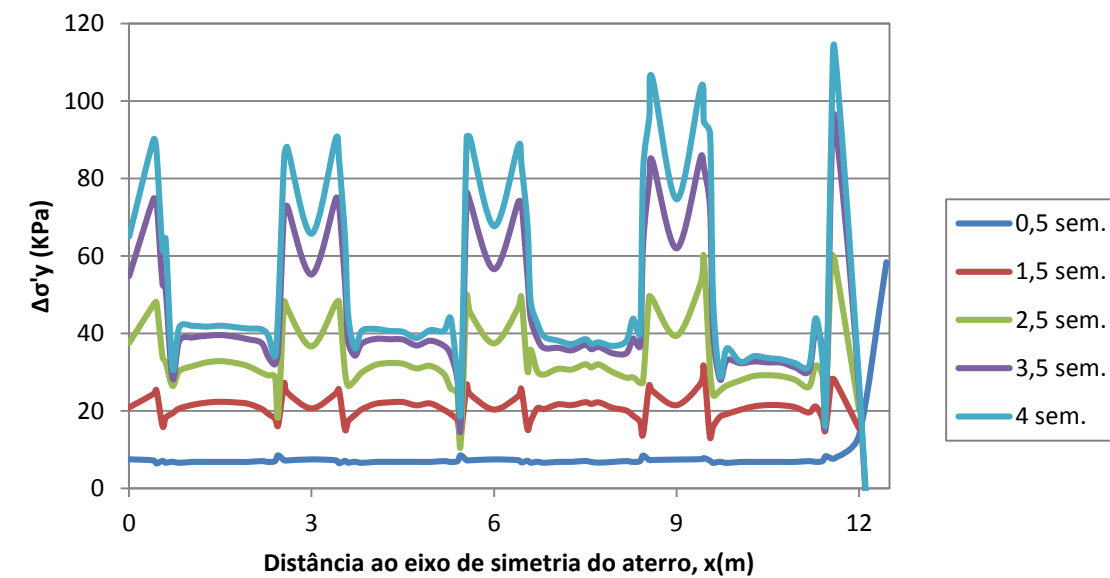
Fig. 5.24 - Acréscimos de tensão efetiva vertical,  $\Delta\sigma'_y$ , durante a fase pós-construtiva.

Nas Fig. 5.25 a Fig. 5.28 ilustram-se os acréscimos de tensão efetiva vertical em função da distância ao eixo de simetria do aterro para as profundidades  $z=0$  m (base do aterro),  $z=0,1$  m,  $z=0,5$  m e  $z=1,0$  m respetivamente. Estes incrementos de tensão são analisados tanto no período construtivo como no período pós-construtivo.

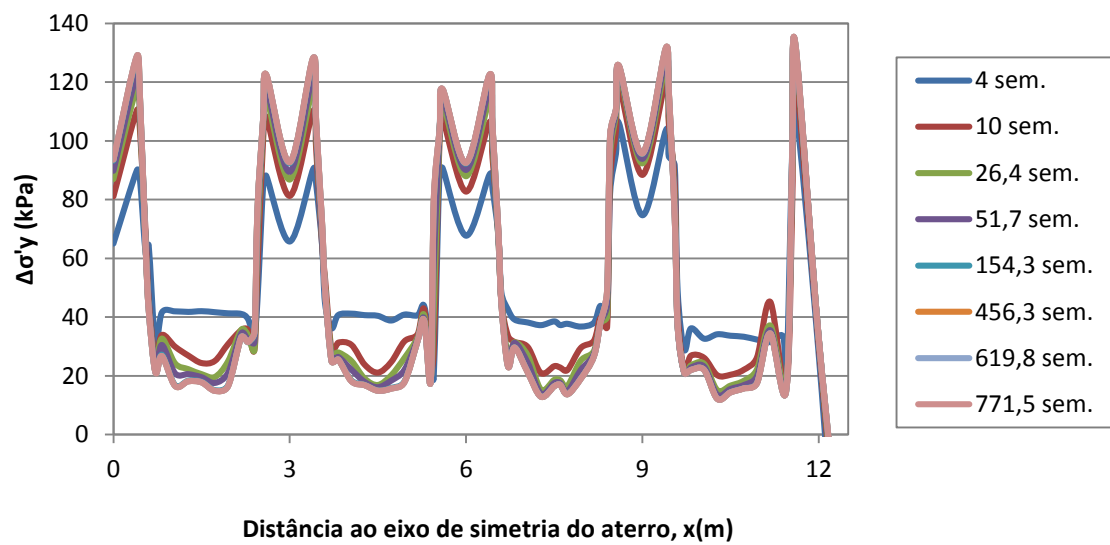
Observando os resultados apresentados, verifica-se que os incrementos de tensão efetiva vertical são muito superiores nas colunas de jet grout, quando comparados com os valores relativos ao solo mole, isto é, a introdução desta técnica de reforço provoca um alívio das tensões introduzidas no solo mole, como pretendido.

Ainda relativamente às colunas constata-se que nas extremidades destas a tensão vertical é maior comparativamente com o centro. Este fenómeno foi também observado por Abdullah (2006) no seu estudo com colunas de geopier reforçadas com geossintético. Este efeito pode ser explicado por ser nesta zona que se desenvolvem tensões de corte significativas, por transmissão das cargas do aterro para as colunas, através do efeito de arco.

Pela Fig. 5.25 observa-se, no solo mole, incrementos de tensão verticais mais elevados na base do aterro no final da construção devido à concentração de tensões nesta zona. Estes valores diminuem com o processo de consolidação, facto que se deve ao processo de transmissão de cargas, por efeito de arco, do solo mole para as colunas com a consolidação, junto ao topo das mesmas. Pode também concluir-se, pela análise das Fig. 5.26, Fig. 5.27 e Fig. 5.28, que para profundidades superiores a 0,1 m, este efeito sofre uma inversão havendo um ligeiro aumento das tensões efetivas verticais no solo mole ao longo do processo de consolidação.



a)



b)

Fig. 5.25 - Acréscimos de tensão efetiva vertical na base do aterro ( $z=0$ ), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.



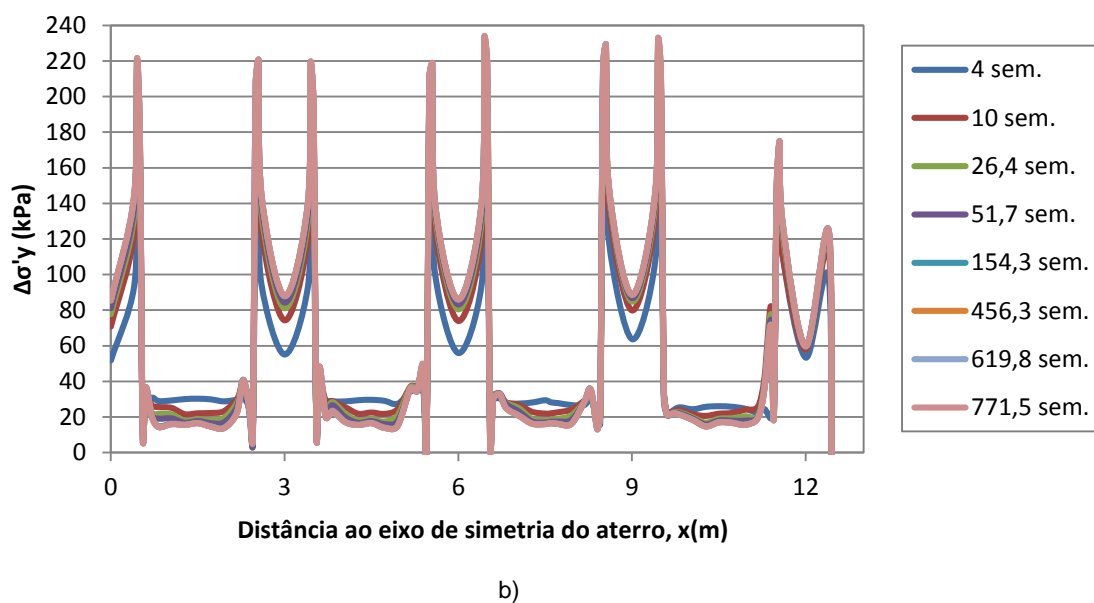
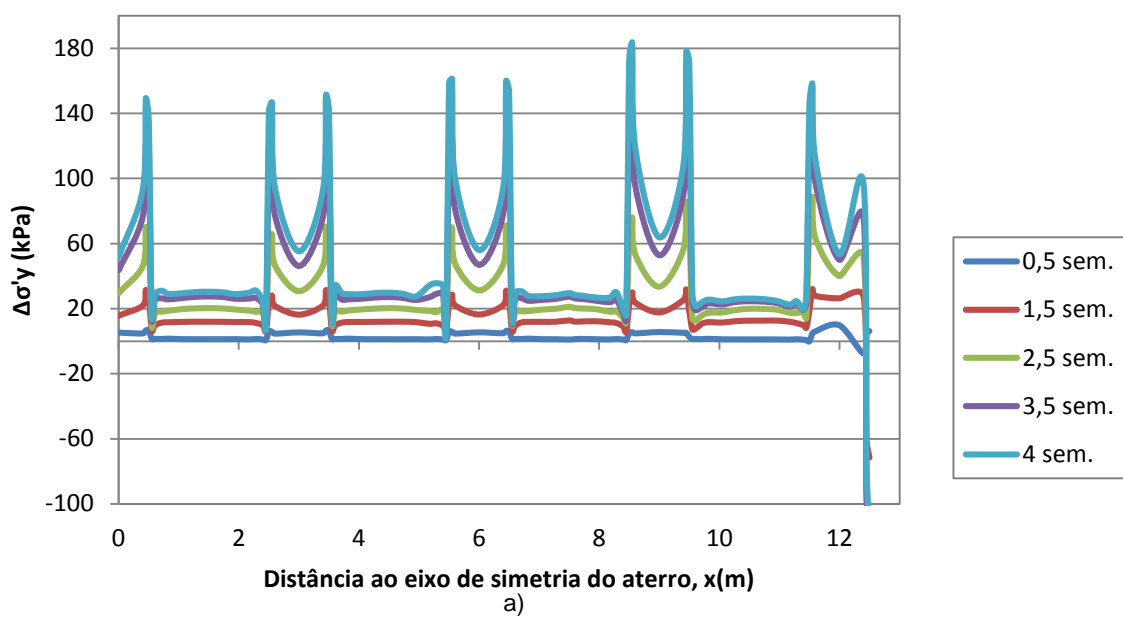


Fig. 5.26 - Acréscimos de tensão efetiva vertical à profundidade ( $z=0,1$  m), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.

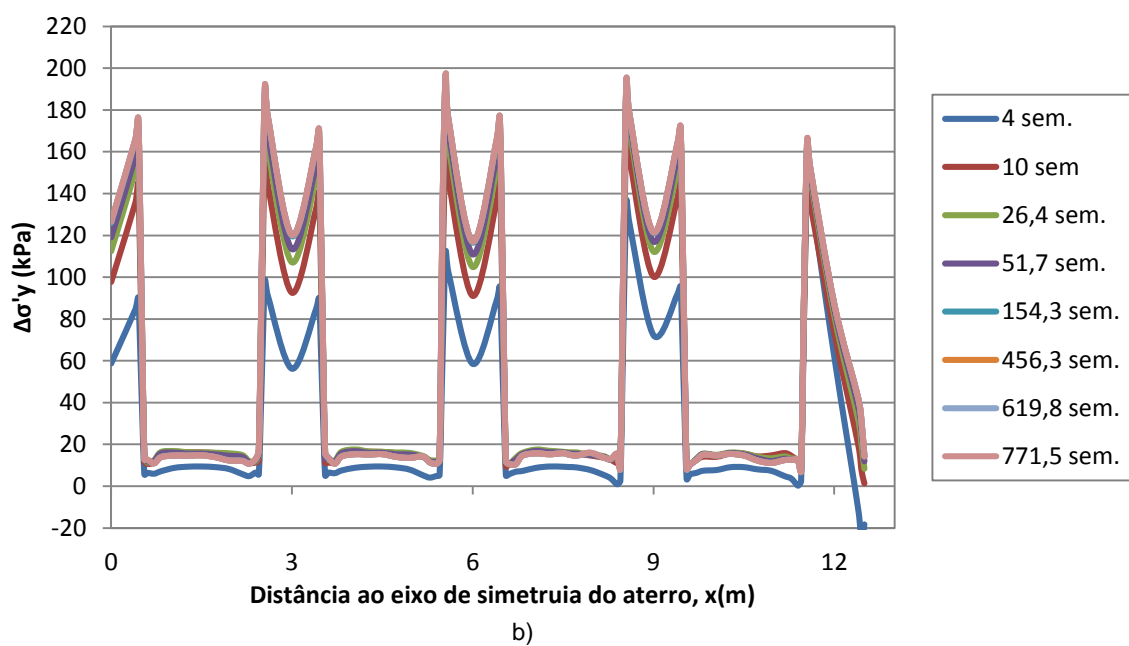
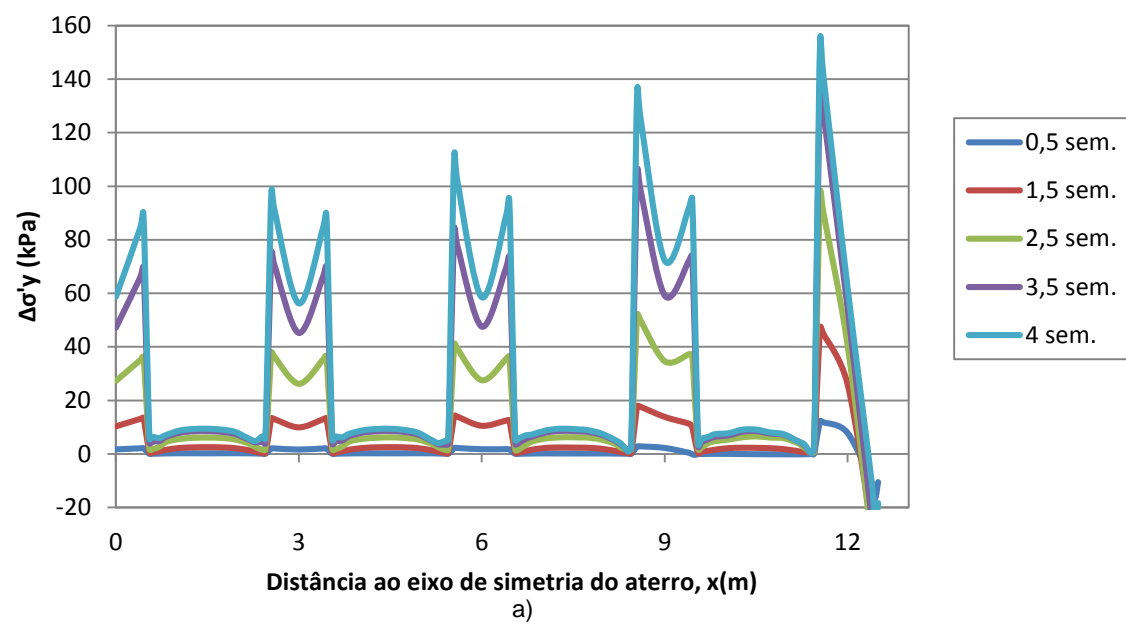


Fig. 5.27 - Acréscimos de tensão efetiva vertical à profundidade ( $z=0,5$  m), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.

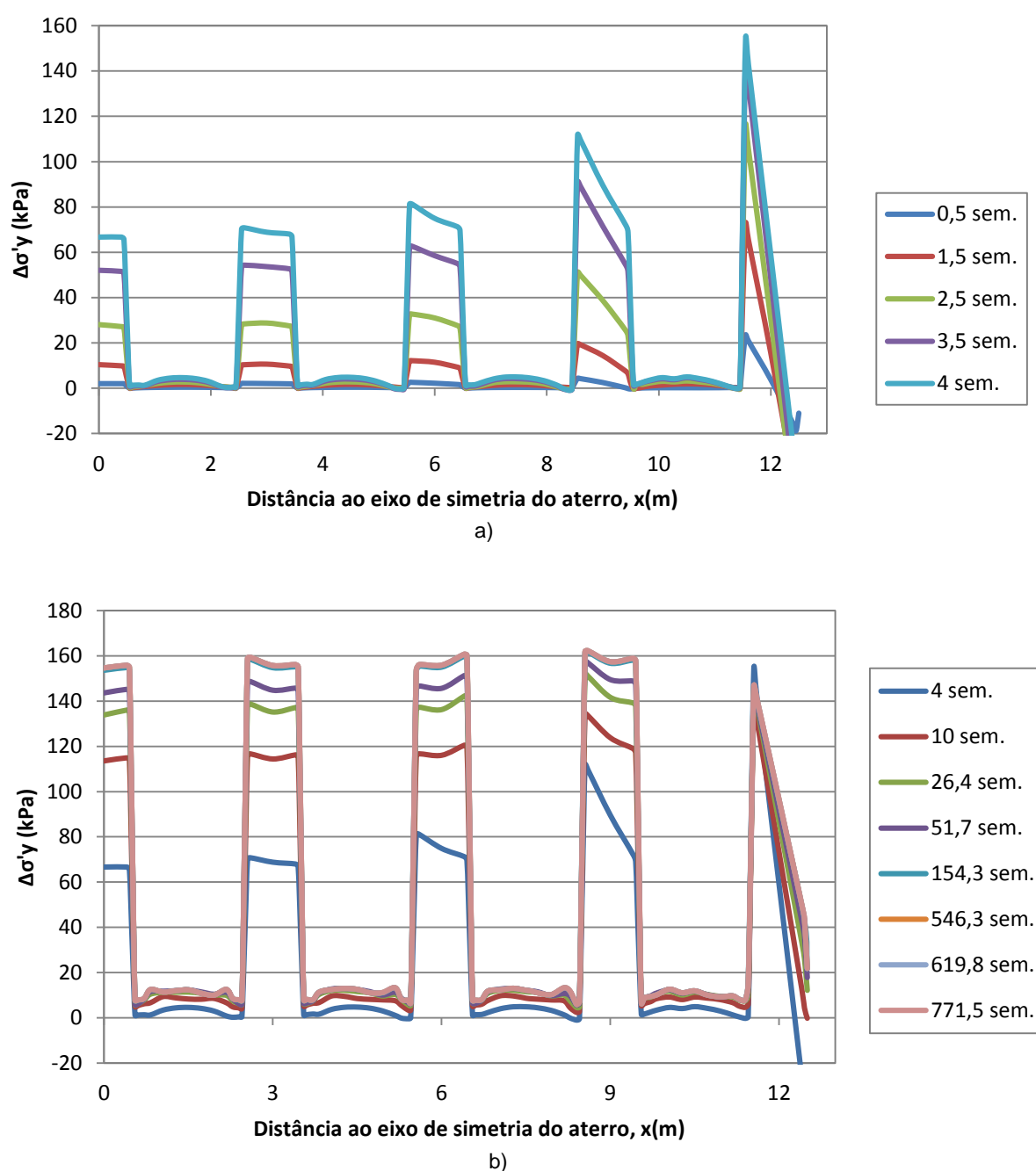


Fig. 5.28 - Acréscimos de tensão efetiva vertical à profundidade ( $z=1,0$  m), durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.

Nas Fig. 5.29 a Fig. 5.32 mostra-se a tensão tangencial,  $\tau$ , em profundidade ao longo da interface coluna/solo para todas as colunas com carregamento simétrico na sua área de influência (da coluna 1 à coluna 4). O sinal de  $\tau$  positivo significa que o solo exerce sobre a coluna uma ação descendente e negativo indica a situação contrária.

Analisando a Fig. 5.29 a) referente à coluna 1 verifica-se que para profundidades inferiores a 0,5 m, as tensões tangenciais apresentam valores muito elevados, particularmente no topo da coluna. Este efeito deve-se a um maior assentamento do solo mole relativamente à coluna, provocando tensões de corte positivas, que por sua vez incrementam a carga suportada pela coluna (efeito de arco no solo mole). Dos 0,5 m aos 3,0 m aproximadamente, este efeito deixa de ser tão significativo, passando mesmo a inverter-se a partir dos 3,0 m de profundidade, isto é, a coluna passa a exercer sobre o solo, uma ação descendente.

Com o processo de consolidação, observa-se um aumento das tensões tangenciais à superfície, relativamente ao final da construção. No entanto, o fenómeno descrito mantém-se, havendo igualmente uma inversão do sinal da tensão tangencial a cerca de 3,0 metros de profundidade.

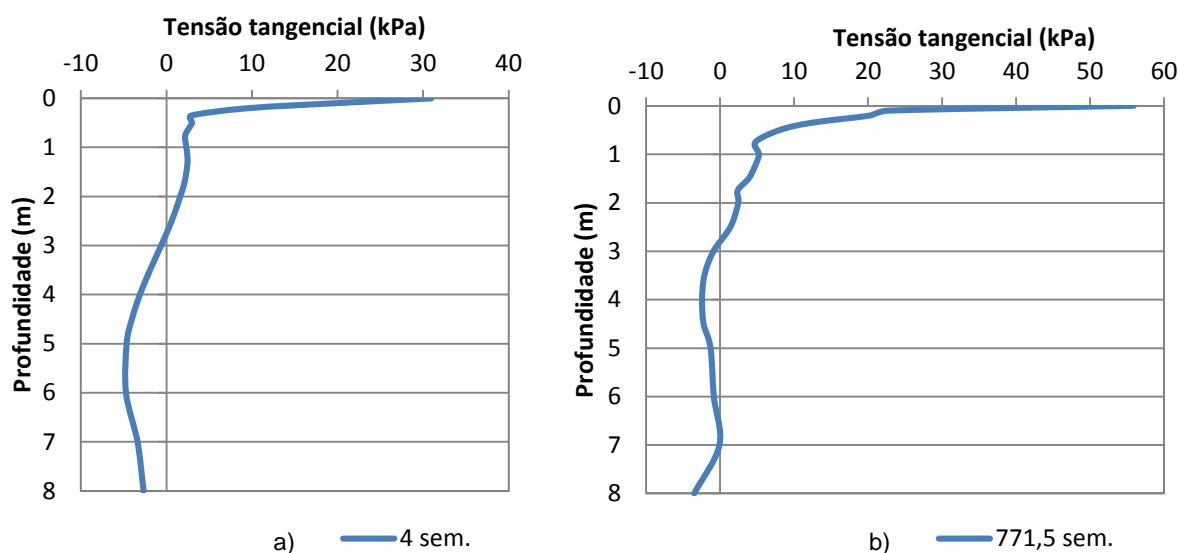


Fig. 5.29 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 1/solo ( $x=0,5$  m): a) final da construção; b) final da consolidação.

Para as restantes colunas, à exceção da coluna 5, verifica-se que a interface direita de cada sofre o mesmo efeito que a coluna 1, mas com valores de tensões tangenciais sucessivamente maiores junto ao topo da coluna, à medida que a distancia ao eixo de simetria aumenta. Ainda referente à coluna 4, a partir dos 2,0 m de profundidade dá-se a inversão do sinal de positivo para negativo, isto é, a coluna passa a exercer uma ação descendente sobre o solo.

Relativamente às interfaces do lado esquerdo das colunas, verifica-se, principalmente, que o efeito da inversão do sinal da tensão tangencial (observado nas interfaces do lado direito) não se observa do lado esquerdo nas colunas 4 e 5, manifestando-se na coluna 2, embora de modo pouco expressivo.

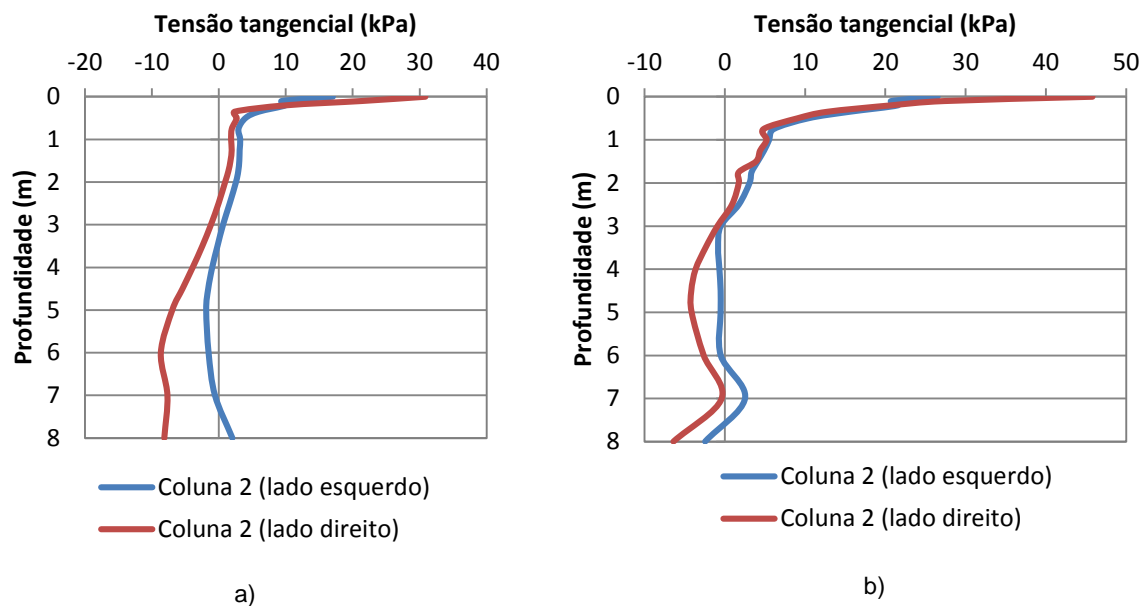


Fig. 5.30 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 2/solo do lado esquerdo ( $x=2,5$  m) e lado direito ( $x=3,5$  m): a) final da construção; b) final da consolidação.

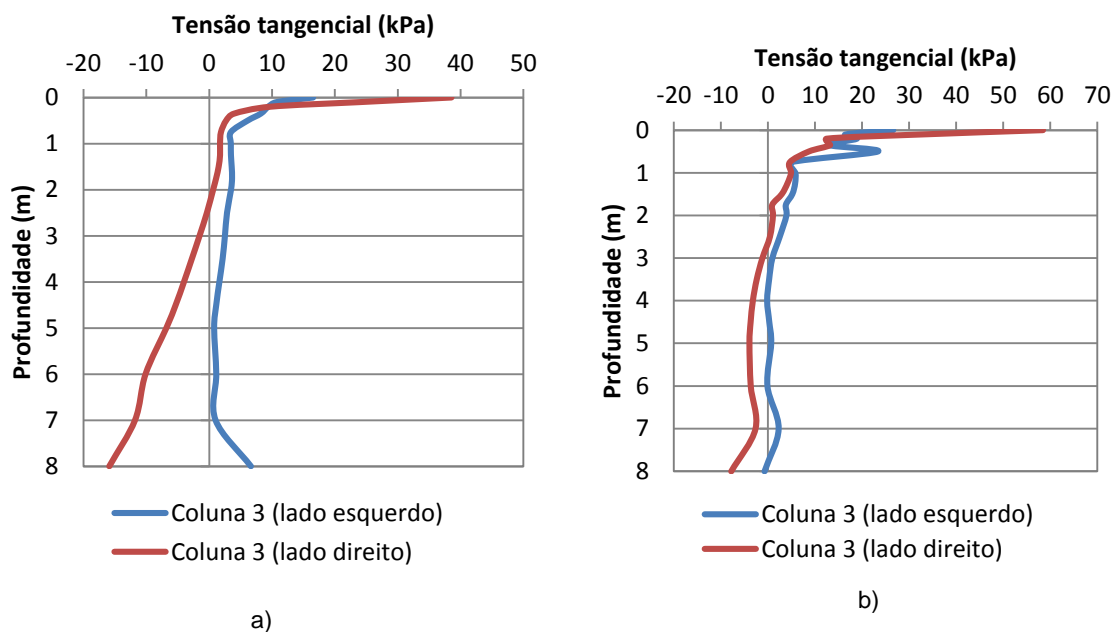


Fig. 5.31 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 3/solo do lado esquerdo ( $x=5,5$  m) e lado direito ( $x=6,5$  m): a) final da construção; b) final da consolidação.

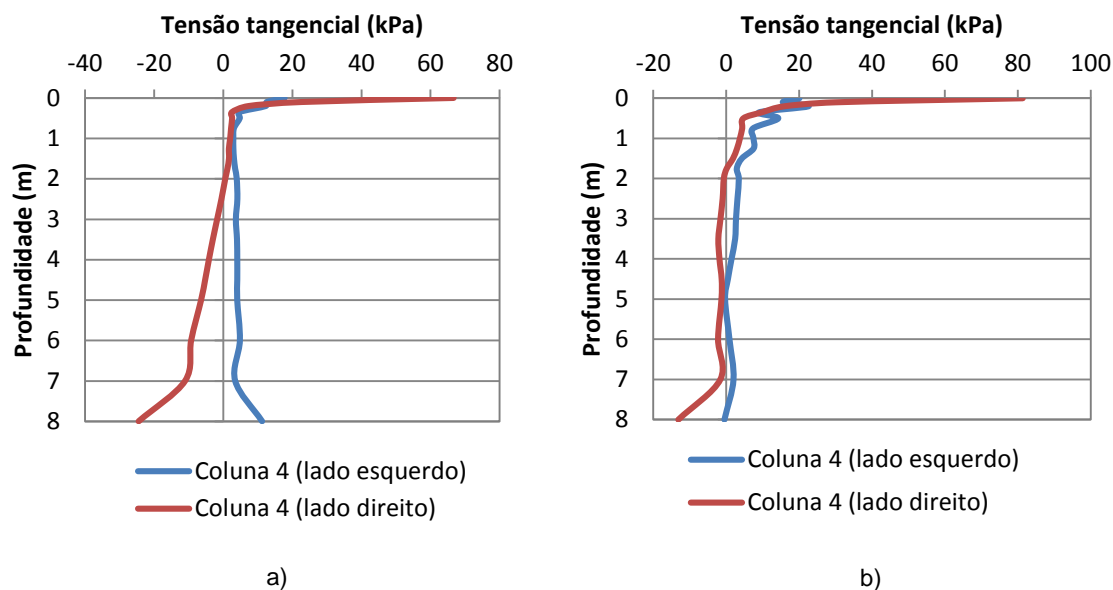


Fig. 5.32 - Tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 4/solo do lado esquerdo ( $x=8,5$  m) e lado direito ( $x=9,5$  m): a) final da construção; b) final da consolidação.

Por fim, a coluna 5 apresenta um carregamento não simétrico na sua área de influência, pelo que se optou pela análise das tensões horizontais totais (soma da tensão efetiva horizontal e o excesso de pressão neutra) a que esta está sujeita em ambas as faces, como se observa pela Fig. 5.33. Verifica-se uma diminuição das tensões horizontais em ambas as faces, com o processo de consolidação. Esta diminuição deve-se à redução dos deslocamentos horizontais provocados, por sua vez, pela redução do volume do solo mole ao longo do tempo.

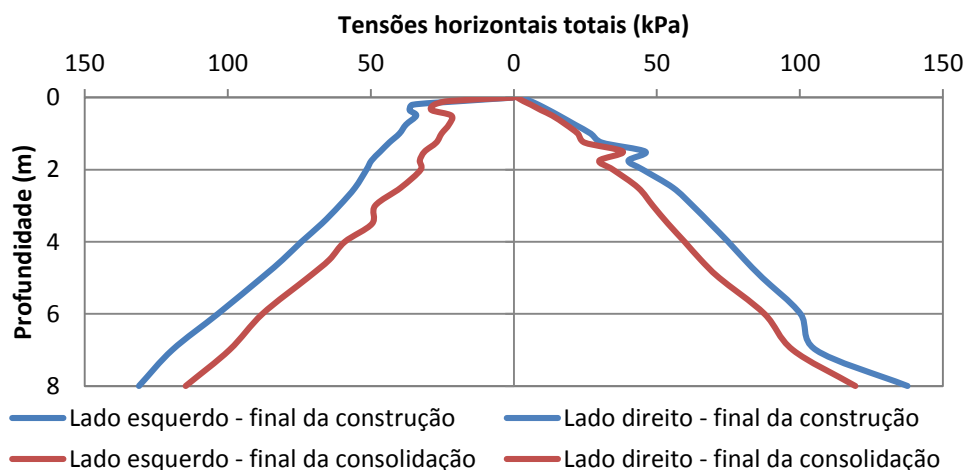


Fig. 5.33 - Tensões horizontais totais na face esquerda ( $x=11,5$  m) e direita ( $x=12,5$  m) da coluna 5, para o final da construção e para o final da consolidação.

As Fig. 5.34 e Fig. 5.35 apresentam, através de mapas de coloração, os níveis de tensão mobilizados respectivamente durante a construção do aterro e no período pós-constutivo

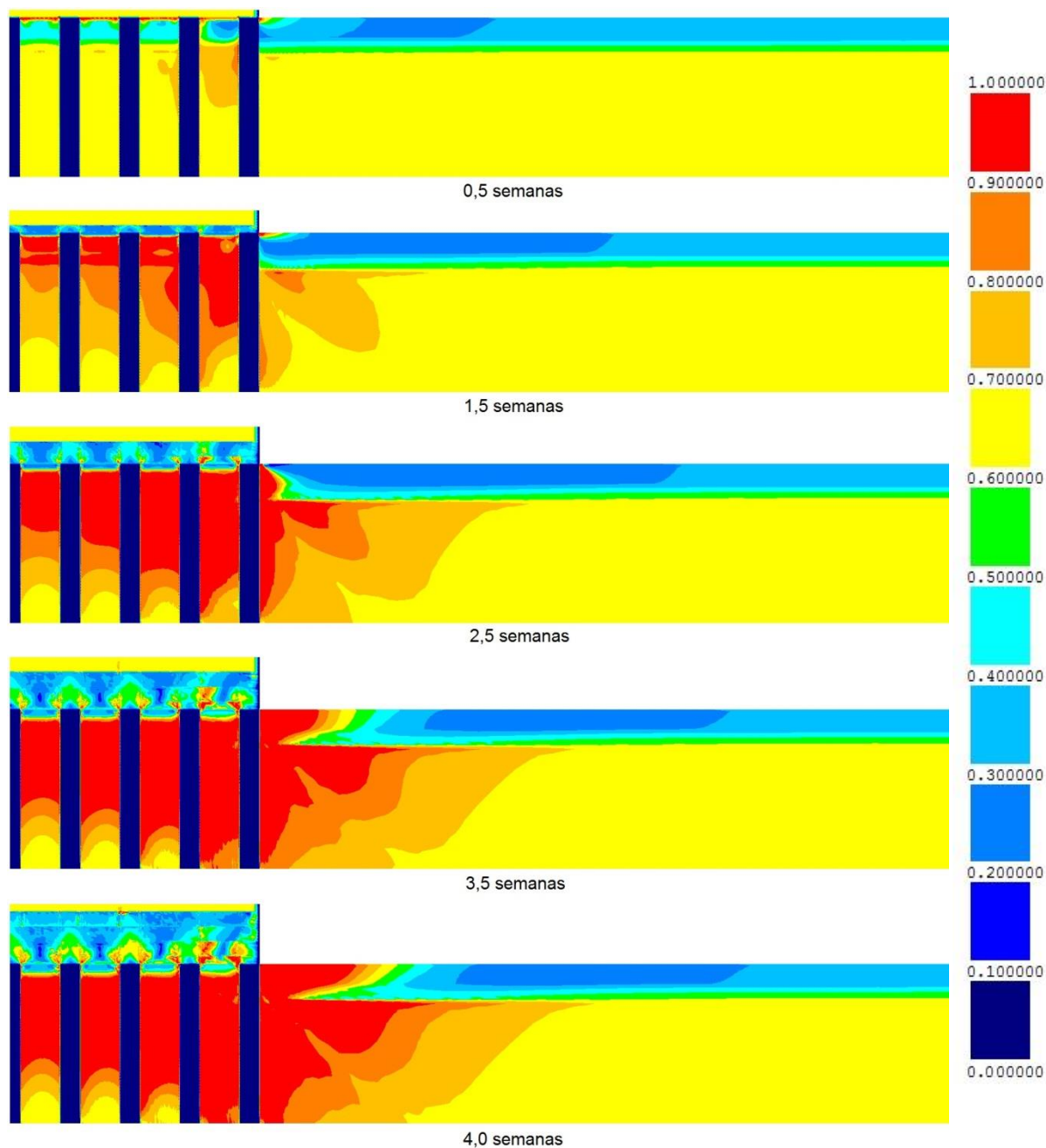


Fig. 5.34 - Níveis de tensão durante a construção.

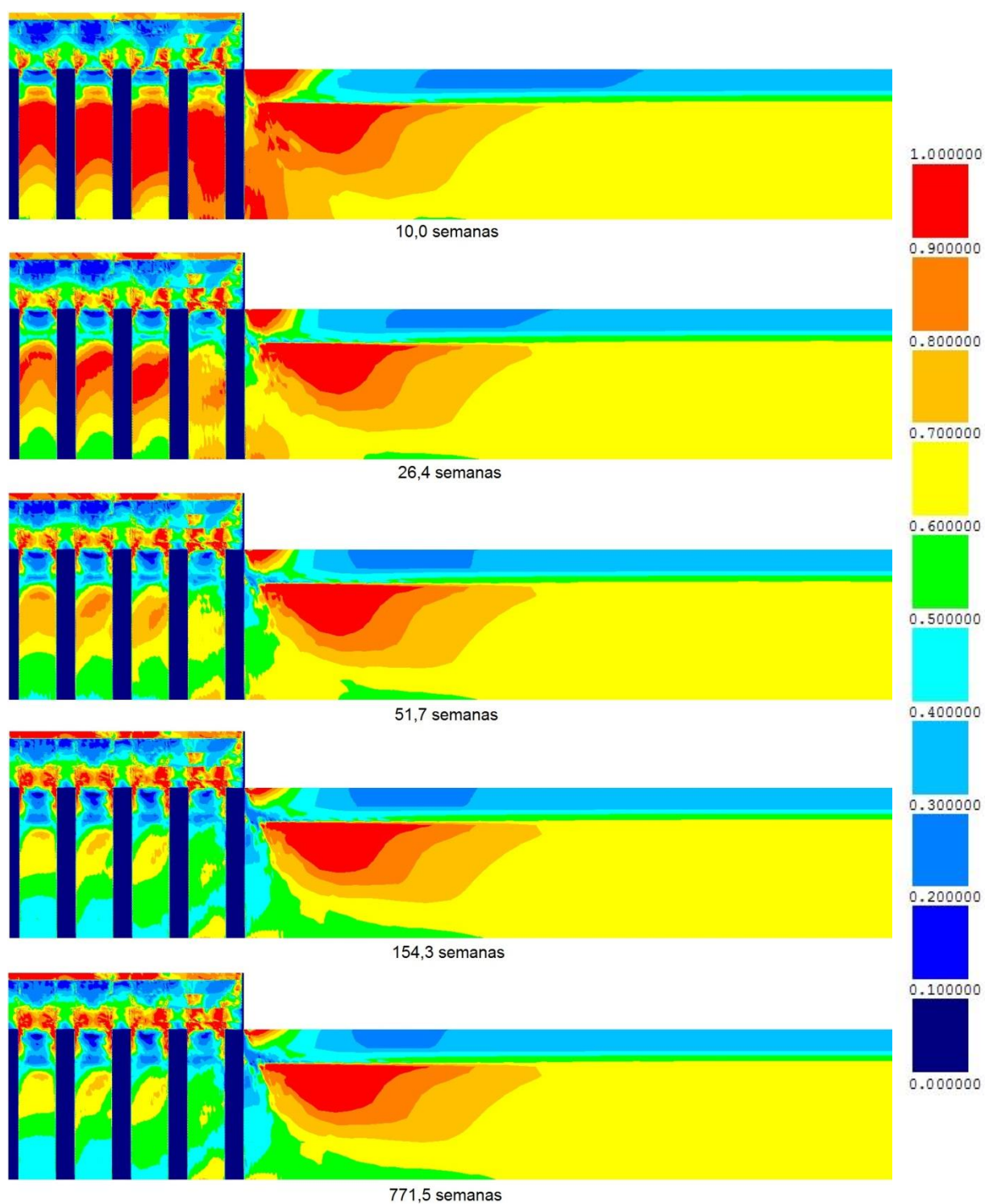


Fig. 5.35 - Níveis de tensão durante o período pós-construtivo.



A análise destas figuras permite as seguintes conclusões:

- O nível de tensão no solo mole aumenta durante a fase construtiva e diminui com o processo de consolidação;
- Identificam-se zonas em estado crítico no solo mole logo após a colocação da primeira camada de aterro. Este facto é explicado pelo aumento da tensão de desvio associado ao aumento das distorções resultantes dos assentamentos não uniformes nessas zonas;
- Decorridas 2,5 semanas, verifica-se o aparecimento de zonas do material de aterro em estado crítico, nomeadamente acima das extremidades das colunas. É nestas zonas que se dá a transmissão de cargas para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro. O desenvolvimento deste mecanismo de efeito de arco provoca, por sua vez, o desenvolvimento de tensões de corte no material de aterro que pode ser verificado pelo aumento da área de aterro em estado crítico.
- A partir das 154,3 semanas, verifica-se uma estabilização do nível de tensão em todo o sistema.

Como foi referido, ao longo do período pós-construtivo verifica-se que o nível de tensão decresce no solo mole com a consolidação. Este decréscimo está associado à dissipação dos excessos de pressões neutras e, por conseguinte, ao aumento da tensão efetiva média.

Através da Fig. 5.36 ilustra-se uma imagem ampliada das cruzetas de tensões principais efetivas no final da construção e no final da consolidação. São evidentes os mecanismos de efeito de arco no aterro propriamente dito, e nas interfaces solo mole/colunas. É também possível verificar-se uma grande concentração de tensões nas proximidades do ponto de encontro dos materiais, geossintético, coluna de jet grout e do solo mole. Do mesmo modo, na face do muro verifica-se uma grande concentração de tensões.

Nas camadas mais superficiais, o solo mole exerce sobre as colunas tensões tangenciais dirigidas para baixo, invertendo-se o sentido nas camadas mais profundas como referido anteriormente.

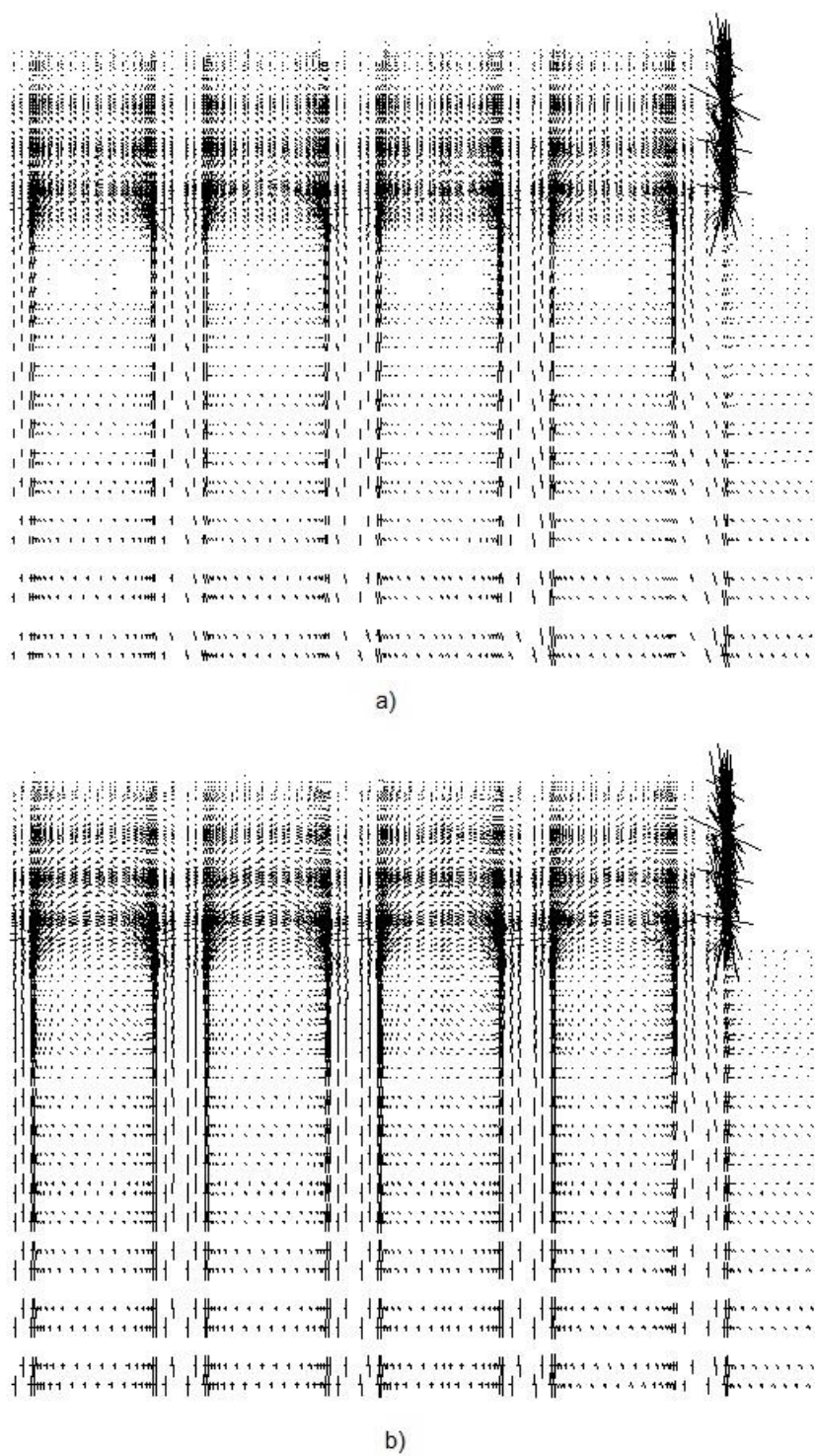


Fig. 5.36 - Cruzetas de tensões principais efetivas: a) final da construção (4 semanas); b) final da consolidação (771,5 semanas).

A força de tração do geossintético da base do aterro (neste trabalho designado por reforço nível 1) no final da construção é apresentada na Fig. 5.37, sendo a respetiva extensão ilustrada na Fig. 5.38. A força de tração máxima no geossintético tem o valor de 8,5 kN/m, localizando-se entre as colunas 4 e 5, zona onde este se encontra mais tracionado devido aos deslocamentos laterais do problema.

Uma vez que o comportamento do geossintético foi admitido elástico-linear, a configuração da sua extensão (Fig. 5.38) é idêntica à Fig. 5.37. Por conseguinte, a extensão máxima é obtida entre as colunas 4 e 5, com um valor de 0,85%, valor este muito inferior a 6% admitido como valor máximo recomendado neste tipo de obras para a deformação do geossintético como referido no Capítulo 4.

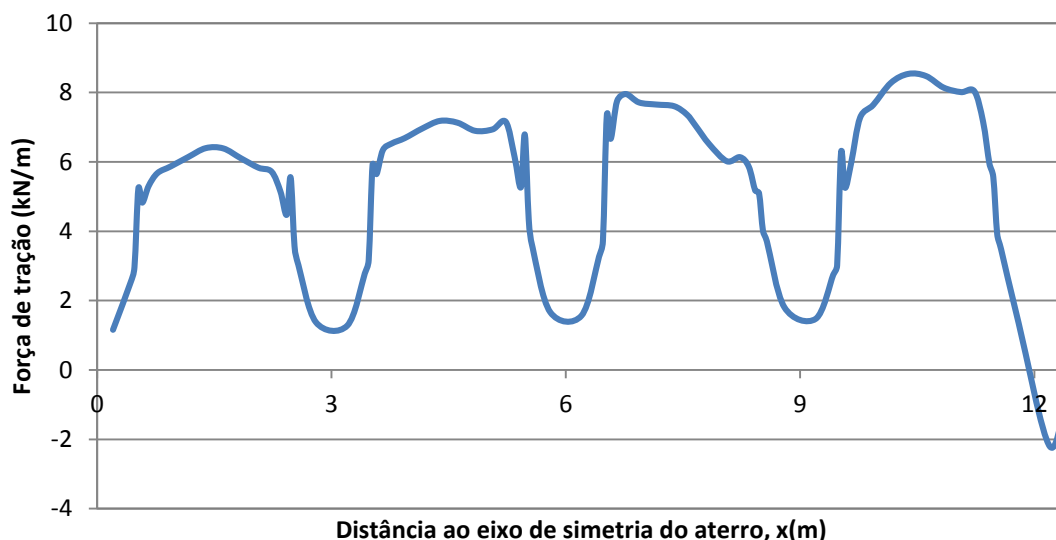


Fig. 5.37 - Força de tração no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da construção, em função da distância ao eixo de simetria do aterro.

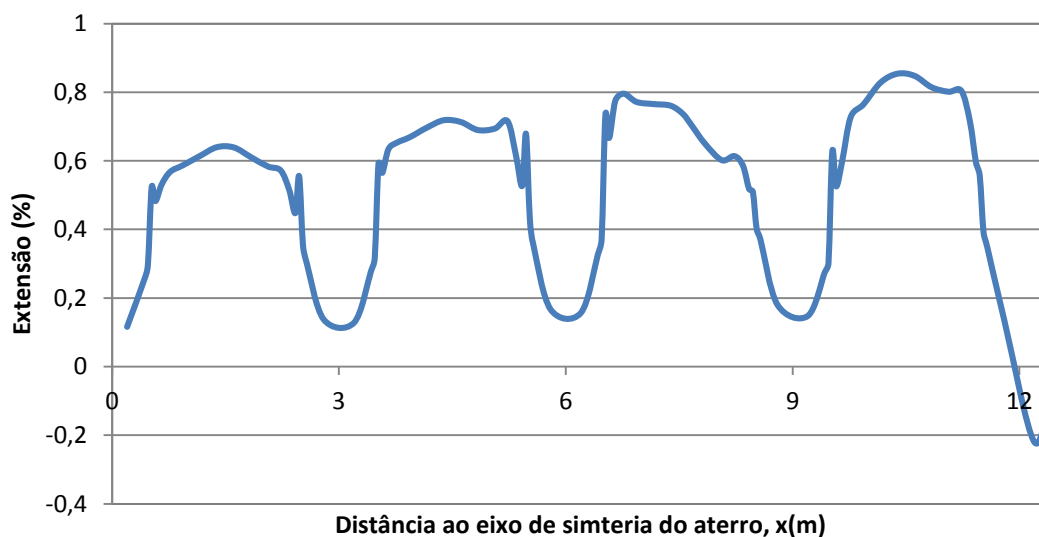


Fig. 5.38 - Extensão no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da construção, em função da distância ao eixo de simetria do aterro.

No final da consolidação, pela análise da Fig. 5.39, verifica-se uma diminuição das forças de tração no geossintético, nomeadamente nas zonas entre as colunas, devido à diminuição dos deslocamentos horizontais na base do aterro com o processo de consolidação. Observa-se também que os valores mais elevados se situam próximo das extremidades das mesmas. A força de tração máxima tem o valor de 8,3 kN/m e localiza-se na proximidade da extremidade direita da coluna 4 onde se constata, mais uma vez, que esta é uma zona com maiores deslocamentos laterais. Neste ponto, a extensão do geossintético é de 0,83% (ver Fig. 5.40) também bastante inferior ao limite recomendado.

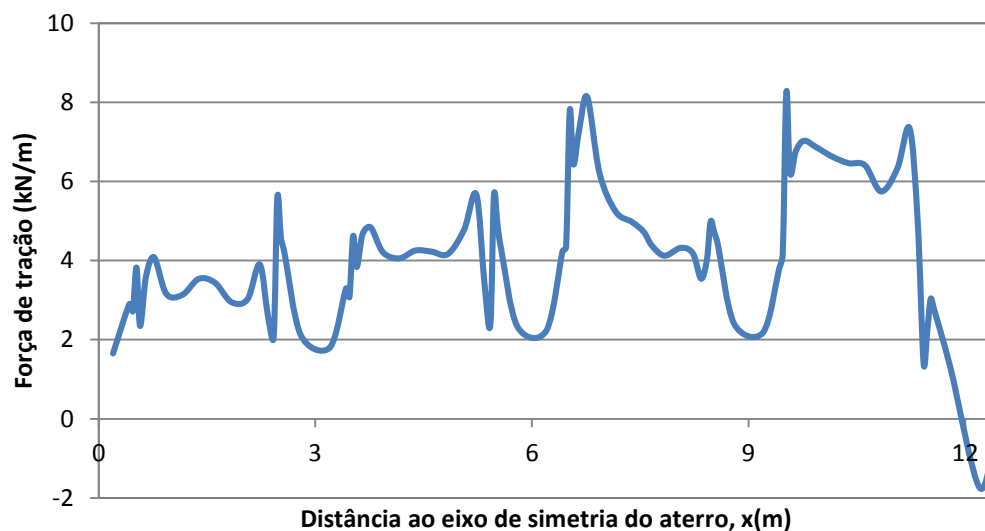


Fig. 5.39 - Força de tração no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria do aterro.

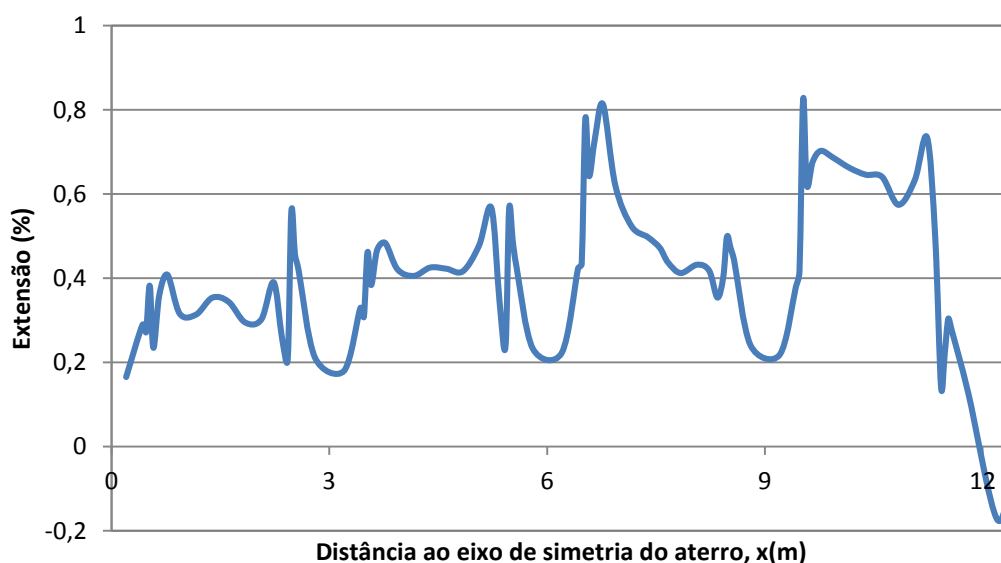


Fig. 5.40 - Extensão no geossintético, na base do aterro (nível 1), para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria do aterro.

As forças de tração desenvolvidas nos diferentes níveis de reforço do aterro são representadas na Fig. 5.41 referentes ao final da construção e Fig. 5.43 relativas ao final da consolidação. As respetivas extensões no geossintético são representadas nas Fig. 5.42 e Fig. 5.44.

Relativamente às forças de tração, verifica-se que o 2º nível de reforço (aos 0,375 m de altura de aterro) é o que apresenta trações mais elevadas.

Analogamente, para o 3º nível de reforço (aos 1,125 m de altura de aterro), as forças de tração são maiores onde os níveis de tensão são também elevados.

Os dois últimos níveis de reforço, nomeadamente o nível 4 (aos 1,875 m de altura de aterro) e nível 5 (aos 2,625 m de altura de aterro) apresentam maioritariamente forças de compressão.

Os tipos de diagramas observados nos diferentes níveis de reforço refletem o facto de a fundação não apresentar uma deformabilidade uniforme devido ao reforço com colunas de jet grout, não se mobilizando, por isso, a cunha de impulso ativo na parte tardoz. Este efeito pode ser observado através das Fig. 5.34 e Fig. 5.35 dos níveis de tensão.

Com a evolução do processo de consolidação os diferentes níveis de reforços sofrem ligeiras alterações relativamente às forças de tração a que estão sujeitos. Pela Fig. 5.43, verifica-se que, em cada nível, a força máxima a que este está sujeito sofre um pequeno aumento. Do mesmo modo, as forças de compressão (valores negativos) também aumentam.

Salienta-se ainda, que a extensão máxima a que o geossintético está sujeito no final da consolidação corresponde a 0,94%, em muito inferior ao limite referido de 6%.

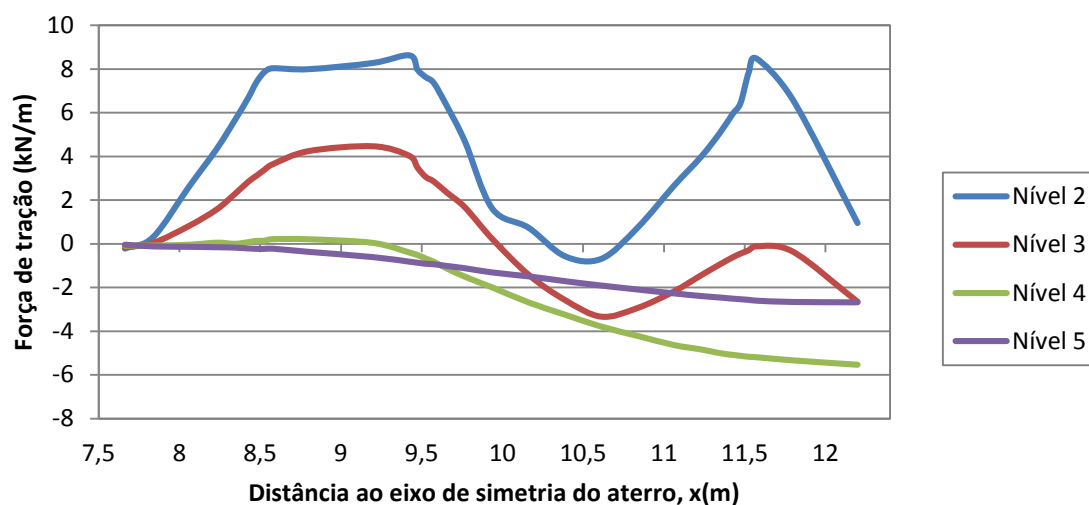


Fig. 5.41 - Força de tração nos geossintéticos no final da construção: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura).

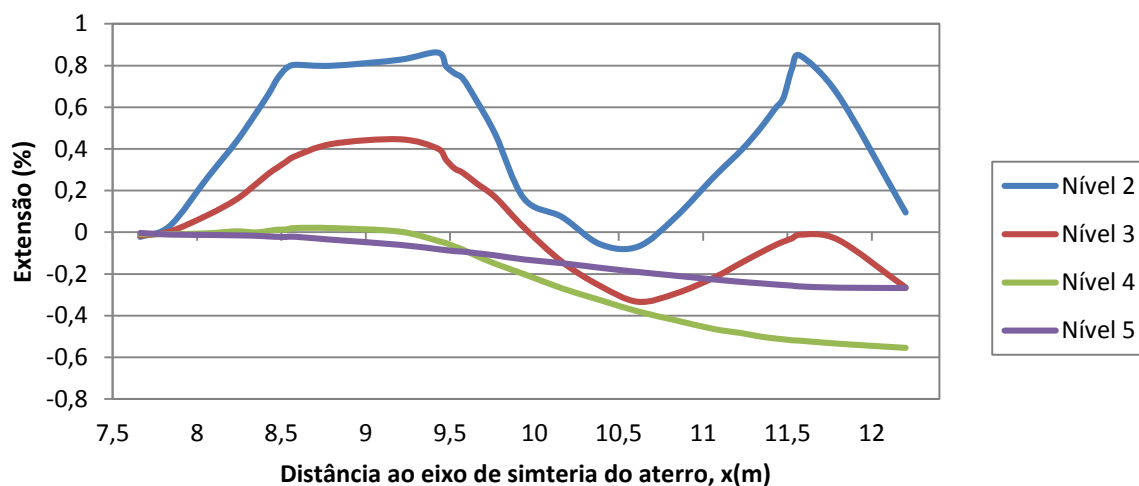


Fig. 5.42 - Extensão no geossintético no final da construção: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura).

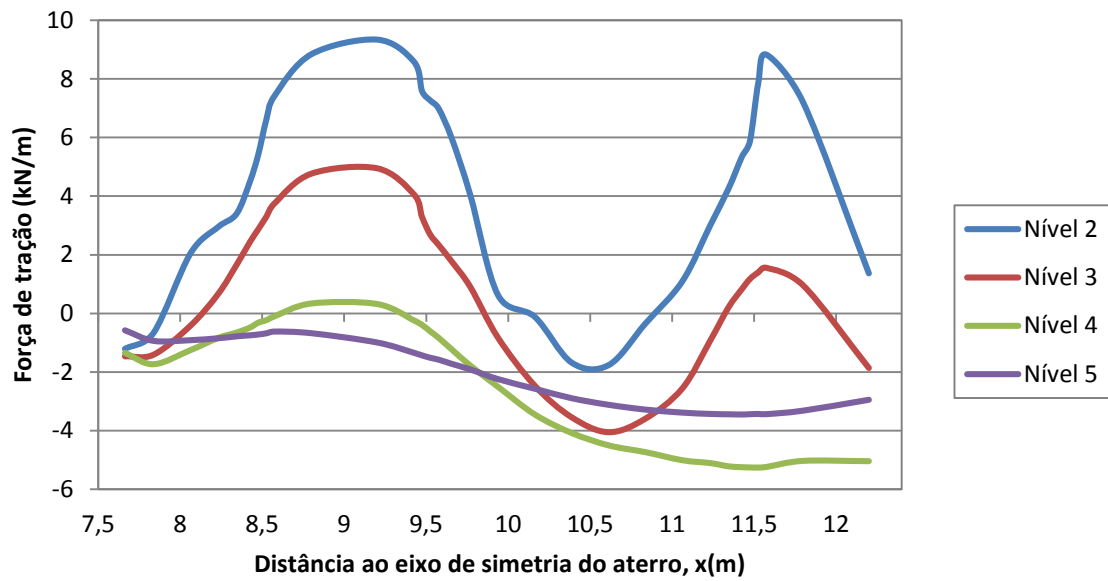


Fig. 5.43 - Força de tração no geossintético no final da consolidação: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura).

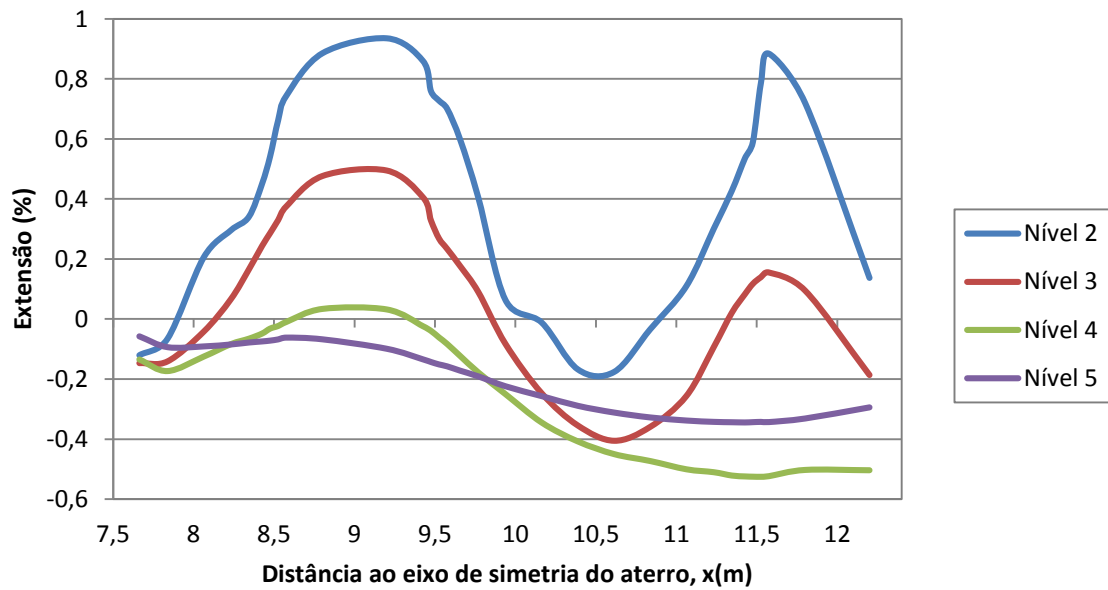


Fig. 5.44 - Extensão no geossintético no final da consolidação: nível 2 (aos 0,375 m de altura); nível 3 (aos 1,125 m de altura); nível 4 (aos 1,875 m de altura); nível 5 (aos 2,625 m de altura).

Através da Fig. 5.45 são ilustradas as tensões horizontais totais (pressões de terra) presentes na face do muro.

Observando-se os resultados representados na figura, torna-se evidente o efeito de cada camada de reforço com geossintético, onde se verifica uma redução substancial das tensões. É precisamente entre camadas reforçadas que se verificam os maiores valores de tensões. Estes valores, máximos entre camadas, aumentam, globalmente, com o aumento da altura do muro.

Com o processo de consolidação, contata-se um ligeiro aumento das tensões horizontais na face do muro, sendo que, no ponto onde estas são mais elevadas, a 0,275 m de altura, o seu valor passa de 77,3 kPa (relativo ao final da construção) para 79,8 kPa no final da consolidação.

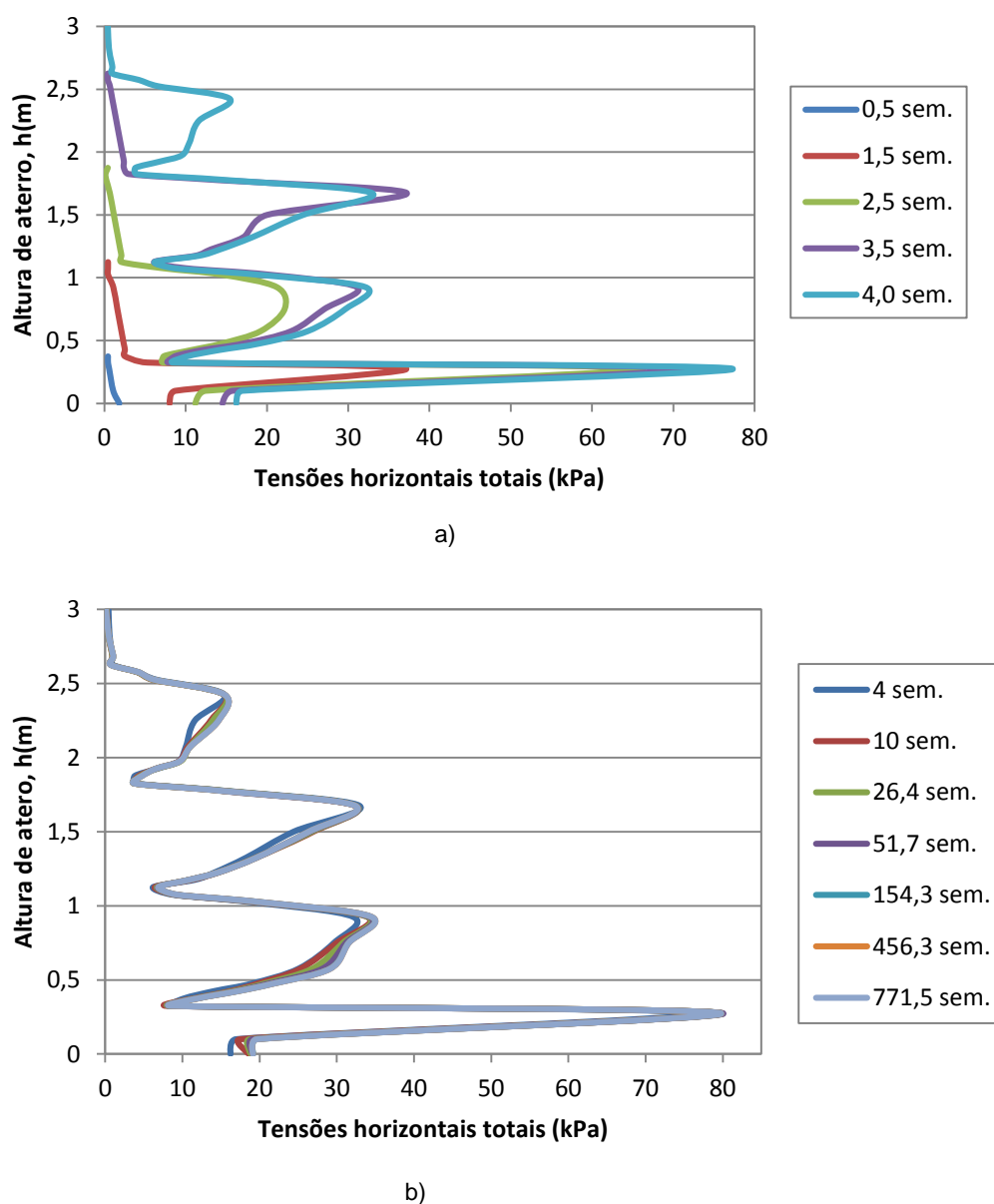


Fig. 5.45 - Tensões horizontais totais (pressões de terra) na face do muro: a) Fase construtiva; b) fase pós-construtiva.



Como forma de melhor avaliar a eficiência do sistema de reforço com colunas de jet grout nos solos moles, utilizou-se neste trabalho um parâmetro denominado coeficiente de eficácia do sistema de reforço.

Este coeficiente,  $f$ , é definido pela percentagem de carga total do aterro que é transmitida para as colunas, sendo (Marques, 2008):

$$f = \frac{Q_c}{Q_t} \quad (4.7)$$

em que  $Q_c$  é a carga suportada pelas colunas e  $Q_t$  a carga total do aterro. O cálculo de  $Q_c$  é dado pela expressão:

$$Q_c = \sum Q_{ci} \quad (4.8)$$

em que  $Q_{ci}$  é a carga suportada pela coluna  $i$  (neste caso,  $i = 1, 2, 3, 4$  e  $5$ ). O cálculo de  $Q_{ci}$  é feito a partir da determinação do assentamento médio,  $\Delta l$ , da extremidade superior da coluna. Dado o comportamento elástico linear do material da coluna, conhecido  $\Delta l$ , obtém-se  $Q_{ci}$  aplicando sucessivamente as seguintes expressões:

$$\varepsilon_{m(coluna)} = \frac{\Delta l}{l} \quad (4.9)$$

$$\sigma_{(coluna)} = E \cdot \varepsilon_{m(coluna)} \quad (4.10)$$

$$Q_{ci} = \sigma_{(coluna)} \cdot A_{(coluna)} \quad (4.11)$$

em que  $\varepsilon_{m(coluna)}$  é a extensão média,  $l$  o comprimento da coluna,  $\sigma_{(coluna)}$  o acréscimo de tensão médio sobre a coluna,  $E$  o módulo de deformabilidade da coluna e  $A_{(coluna)}$  a área da coluna.

A carga total do aterro, por metro de desenvolvimento longitudinal, é dada pela expressão:

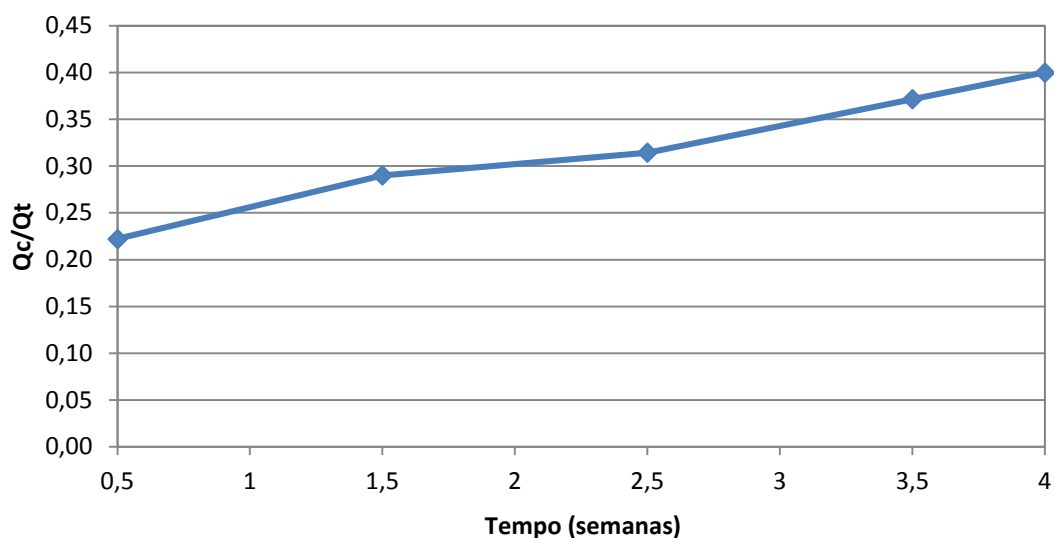
$$Q_t = \gamma \cdot l_{aterro} \cdot H \quad (4.12)$$

em que  $\gamma$  é o peso volúmico do aterro,  $H$  e  $l_{aterro}$  a altura e largura do aterro, respetivamente.

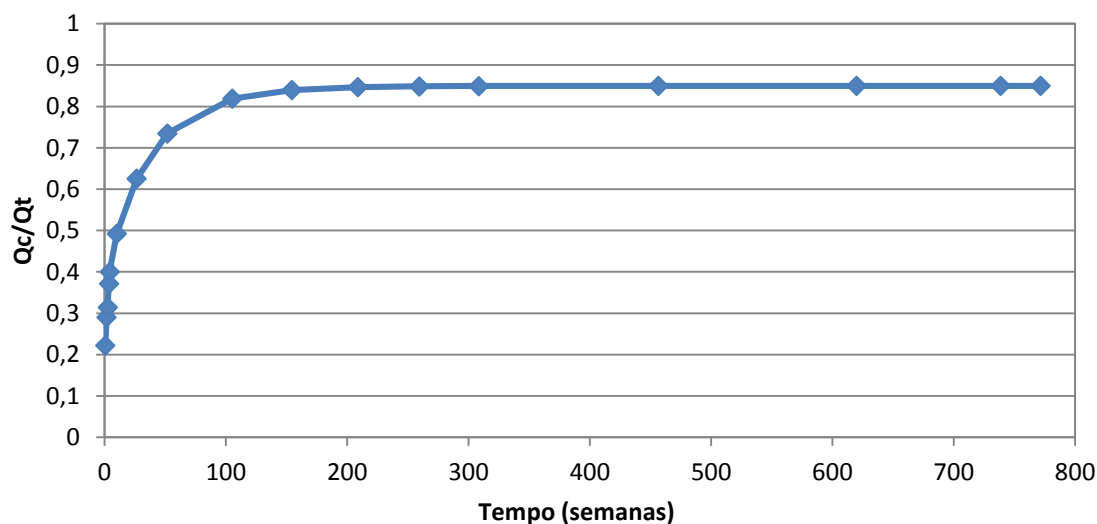
Interpretando os resultados apresentados na Fig. 5.46, conclui-se que  $f$  aumenta, tanto durante a construção do aterro como após a sua construção, atingindo no final da consolidação o valor de 0,85. Sabendo-se que o valor máximo teórico é 1, e corresponde à situação em que toda a carga do aterro é suportada pelas colunas, o valor obtido revela muito boa eficácia do sistema de reforço utilizado para transferir as cargas do aterro para as colunas, aliviando assim o carregamento do solo mole. Importa

ainda salientar que,  $f$ , entra em linha de conta com os três mecanismos de transferência de carga para as colunas, presentes neste tipo de problemas (Marques, 2008):

- Por efeito de arco na massa do aterro;
- Transferência de carga do geossintético para as colunas;
- Por efeito de arco, abaixo do aterro, no solo mole (tensões tangenciais de atrito nas superfícies laterais das colunas).



a)



b)

Fig. 5.46 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.

## 6 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

### 6.1. INTRODUÇÃO

No capítulo 4 analisou-se o comportamento de um muro de terra reforçado com geossintéticos fundado em solo argiloso mole reforçado com colunas de jet grout, considerado como o problema base. Os resultados obtidos permitiram uma discussão genérica dos aspetos mecânicos e hidráulicos deste tipo de obras.

Com este capítulo pretende-se aprofundar esta discussão, através de uma análise comparativa dos efeitos provenientes da alteração de parâmetros que influenciam este tipo de construção, não só no que diz respeito aos resultados finais, mas também ao longo do tempo.

O estudo que se apresenta analisa separadamente a influência dos seguintes parâmetros:

- Dos reforços (geossintéticos) do aterro;
- Disposição em planta das colunas;
- Módulo de deformabilidade das colunas de jet grout;

É importante ainda referir que as diferentes análises terão sempre como cálculo de referência o problema base, cujos resultados foram analisados e discutidos no capítulo anterior.

No Quadro 6.1 resumem-se os diferentes cálculos considerados no estudo paramétrico. Em cada cálculo, apenas se alterou um parâmetro mantendo-se as restantes propriedades iguais às adotados no problema base.

Quadro 6.1 – Cálculos paramétricos.

Caso de estudo	Nome do cálculo	Comprimento dos reforços (m)	Espaçamento longitudinal entre colunas (m)	E Colunas (MPa)
Comprimento dos reforços do aterro	G0	4,8	3	150
	G1	Largura do aterro (2×12,4 m)	3	150
Disposição em planta das colunas	A0	4,8	3	150
	A1	4,8	Secantes	150
Módulo de deformabilidade das colunas	E0	4,8	3	150
	E1	4,8	3	1500
	E2	4,8	3	5000
	E3	4,8	3	15000

## 6.2. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DOS REFORÇOS DO ATERRO

Sendo o comprimento dos reforços um fator geométrico passível de ser controlado pelos projetistas, optou-se por efetuar um novo cálculo (cálculo G1 referenciado no Quadro 6.2), para além do problema base (G0), no qual os geossintéticos colocados no aterro são prolongados a toda a sua largura (como ilustra a Fig. 6.1) com o objetivo de melhor avaliar a sua influência no que diz respeito ao comportamento do problema reforçado.

Quadro 6.2 – Alterações em relação ao problema base.

Nome do cálculo	Dimensão dos reforços (m)
G0	4,8
G1	Largura do aterro (2×12,4 m)

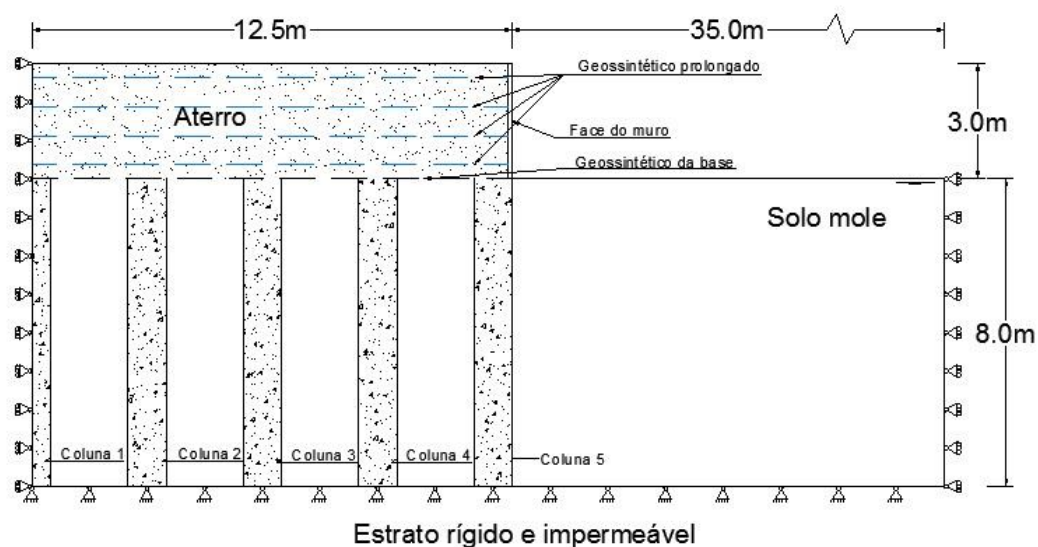


Fig. 6.1 – Representação esquemática do cálculo G1.

### 6.2.1. DESLOCAMENTOS

A Fig. 6.2 ilustra os deslocamentos verticais na base do aterro no final da consolidação, para os dois cálculos em estudo. Como se pode verificar, não existem diferenças significativas com o prolongamento dos geossintéticos do aterro. Pode porém constatar-se que à exceção do solo mole entre as colunas 4 e 5, entre as restantes colunas o valor dos assentamentos é ligeiramente superior no problema base. Entre as colunas 4 e 5, esta situação inverte-se sendo maior o valor do assentamento do solo mole para o cálculo G1.

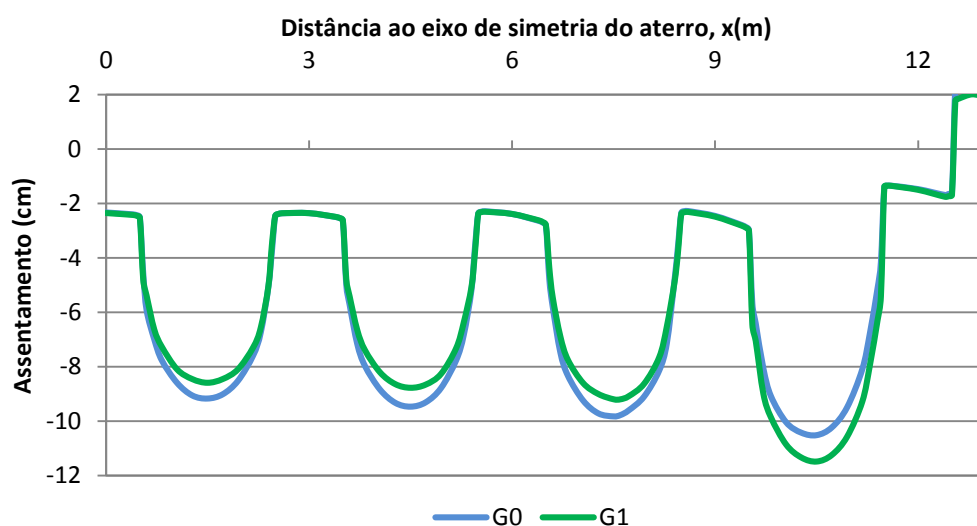


Fig. 6.2 – Assentamento na base do aterro no final da consolidação para os cálculos G0 e G1 ( $z=0$  m).

Relativamente ao topo das colunas, verifica-se que o prolongamento dos geossintéticos do aterro praticamente não introduz diferenças nos seus assentamentos, como se comprova pela Fig. 6.3, que representa o assentamento no centro do topo das colunas no final da consolidação para ambos os cálculos.

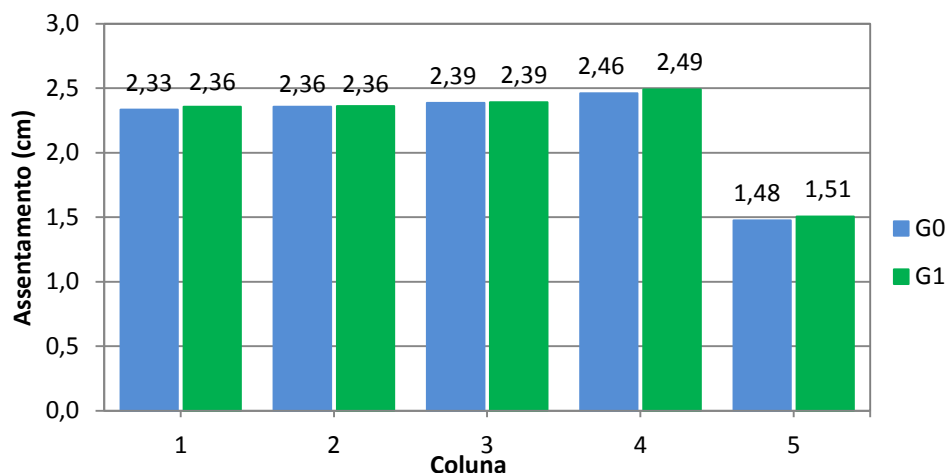


Fig. 6.3 – Assentamento no final da consolidação no centro do topo das diferentes colunas para os cálculos G0 e G1.

A Fig. 6.4 mostra a evolução dos assentamentos máximos no solo mole e nas colunas na base do aterro para os dois cálculos em análise. Verifica-se, em ambos os casos, que a evolução dos assentamentos é muito idêntica, correspondendo, no final de 52 semanas, a cerca de 96% do assentamento final no solo mole e de 89% na coluna.

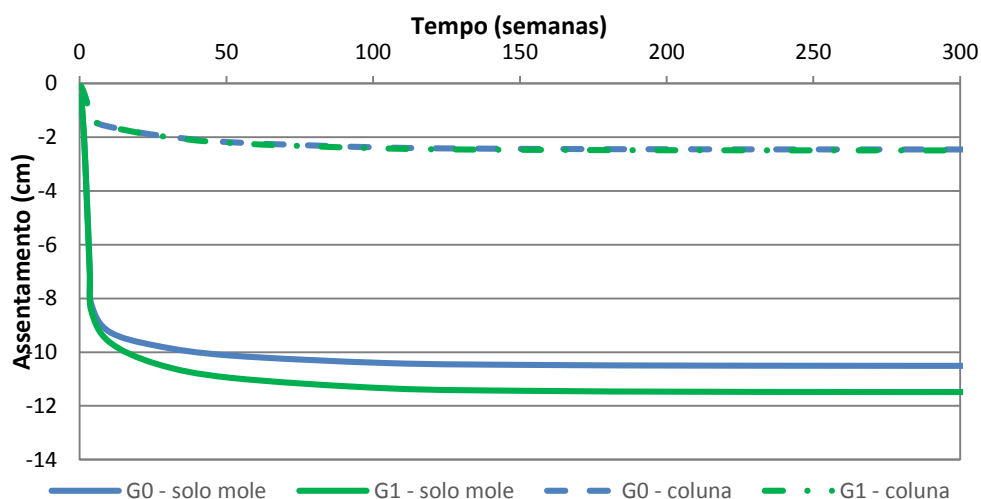


Fig. 6.4 - Evolução temporal dos assentamentos máximos no solo mole e nas colunas na base do aterro, para os dois cálculos em estudo

Estudando o assentamento à superfície do aterro para o final da consolidação através da Fig. 6.5, conclui-se que do eixo de simetria até aos 7,5 metros de distância deste, os assentamentos em ambos os cálculos são muito próximos, embora no caso G1 os valores sejam ligeiramente inferiores. A partir

dos 7,5 m de distância, verifica-se uma inversão desta situação, passando o cálculo G1 a apresentar valores consideravelmente maiores de assentamento.

É importante também salientar que na extremidade mais afastada do eixo de simetria, aos 12,4 m de distância, o assentamento é baixo em ambos os casos, devendo-se este facto, não só ao atrito lateral desenvolvido na interface material de aterro–face do muro, mas também devido ao posicionamento do muro sobre o alinhamento da coluna 5, como comentado no capítulo anterior.

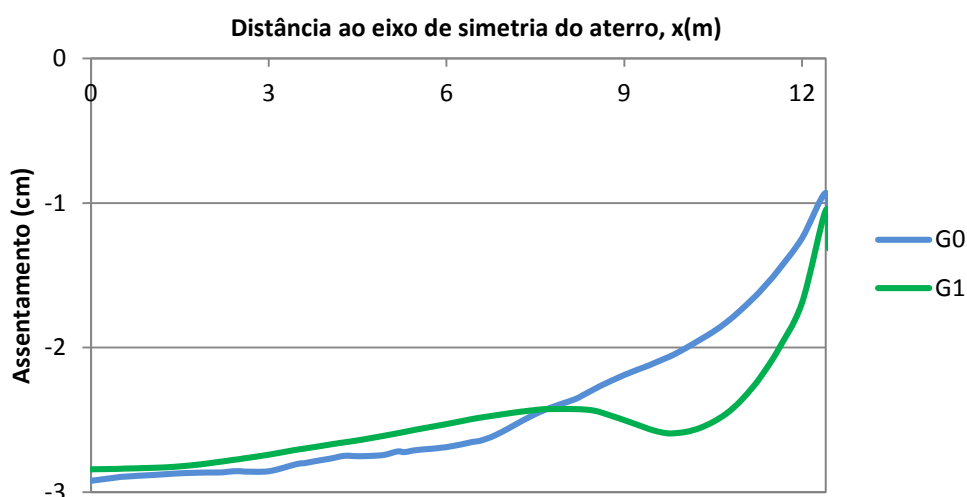


Fig. 6.5 – Assentamento à superfície do aterro ( $h=3,0$  m) no final da consolidação para os cálculos efetuados.

Na Fig. 6.6 representa-se o assentamento ao longo do tempo para dois pontos da superfície do aterro relativamente aos cálculos G0 e G1. A Fig. 6.6 a) corresponde ao ponto  $x=0$ , situado no alinhamento vertical do eixo de simetria. Na Fig. 6.6 b) está representado o assentamento do ponto  $x=12,4$  m, situado na extremidade mais afastada deste eixo. Estes pontos dizem respeito aos assentamentos máximo ( $x=0$ ) e mínimo ( $x=12,4$  m), observados para a superfície do aterro nos cálculos em análise, como se pode concluir pela Fig. 6.5.

Através do assentamento destes dois pontos, representativos dos valores extremos do assentamento, é possível calcular-se o assentamento diferencial máximo que se apresenta na Fig. 6.7. Analisando estes dados, conclui-se que nos dois casos em estudo o assentamento diferencial máximo à superfície do aterro é idêntico, observando-se uma ligeira diminuição com o prolongamento dos geossintéticos.

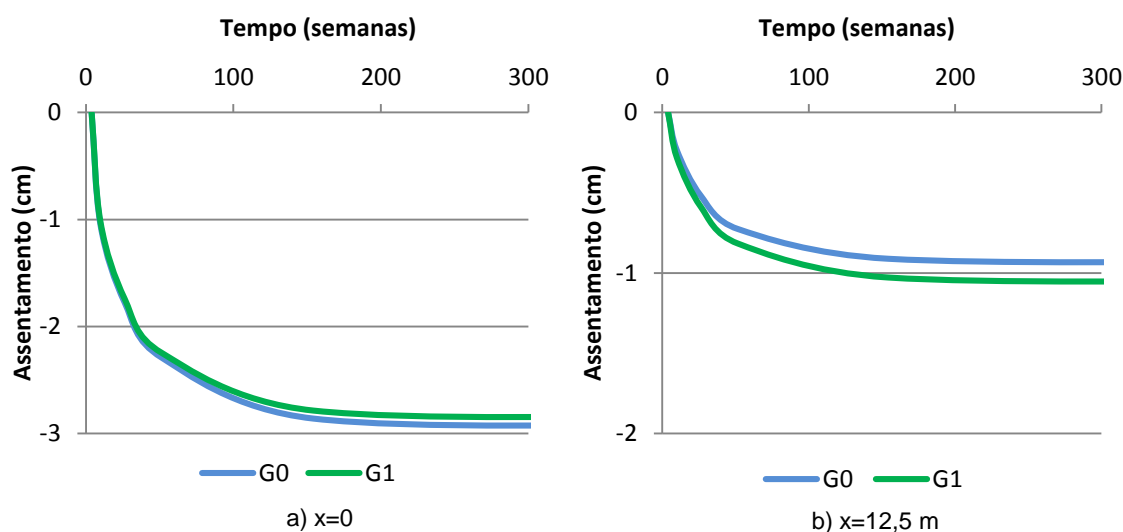


Fig. 6.6 – Evolução temporal do assentamento à superfície do aterro ( $h=3,0$  m) para os cálculos G0 e G1.

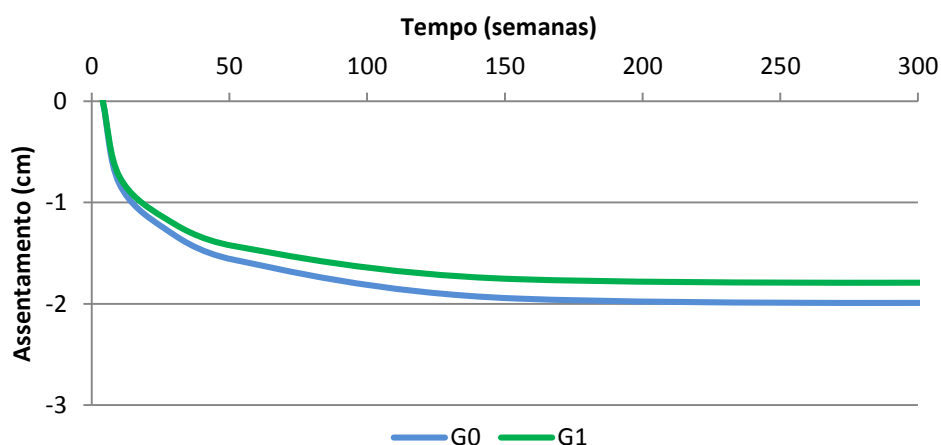


Fig. 6.7 – Evolução temporal do assentamento diferencial máximo à superfície do aterro para os cálculos em estudo.

Analisando o deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação, para os dois cálculos considerados, representado na Fig. 6.8, verifica-se que o comportamento descrito no capítulo 4 relativamente a este tipo de deslocamento se mantém para o cálculo G1, apresentando uma configuração muito semelhante à obtida no problema base, com valores tanto no topo como na base ligeiramente inferiores, permitindo aferir que o prolongamento dos geossintéticos a toda a largura do aterro não influencia significativamente este deslocamento.



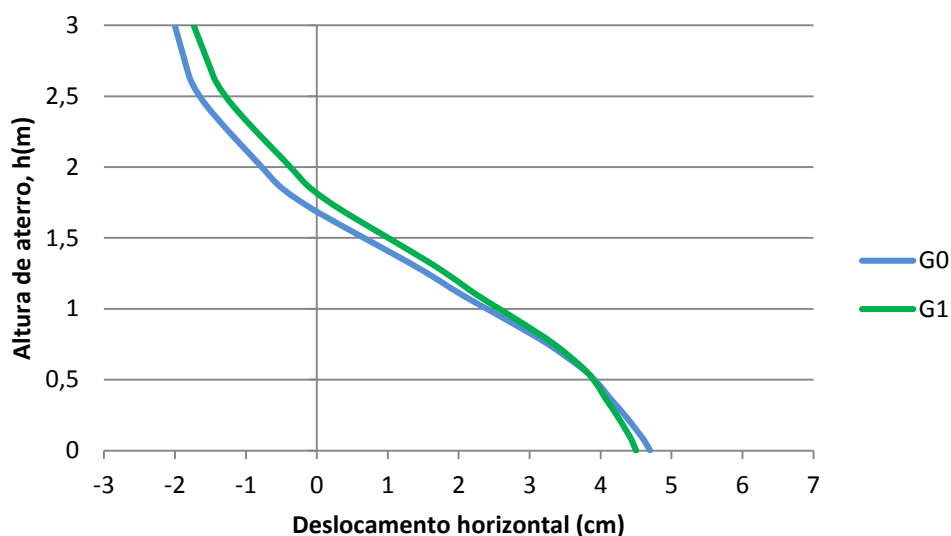


Fig. 6.8 – Deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação para os dois cálculos em estudo.

#### 6.2.2. TRAÇÃO NOS GEOSSINTÉTICOS

As Fig. 6.9 e Fig. 6.10 apresentam, para o final da consolidação, a força de tração e extensão, respectivamente, do geossintético da base do aterro nos casos G0 e G1. Estas figuras mostram que as forças e deformações a que o geossintético de encabeçamento das colunas está sujeito são pouco sensíveis a um prolongamento dos reforços do aterro.

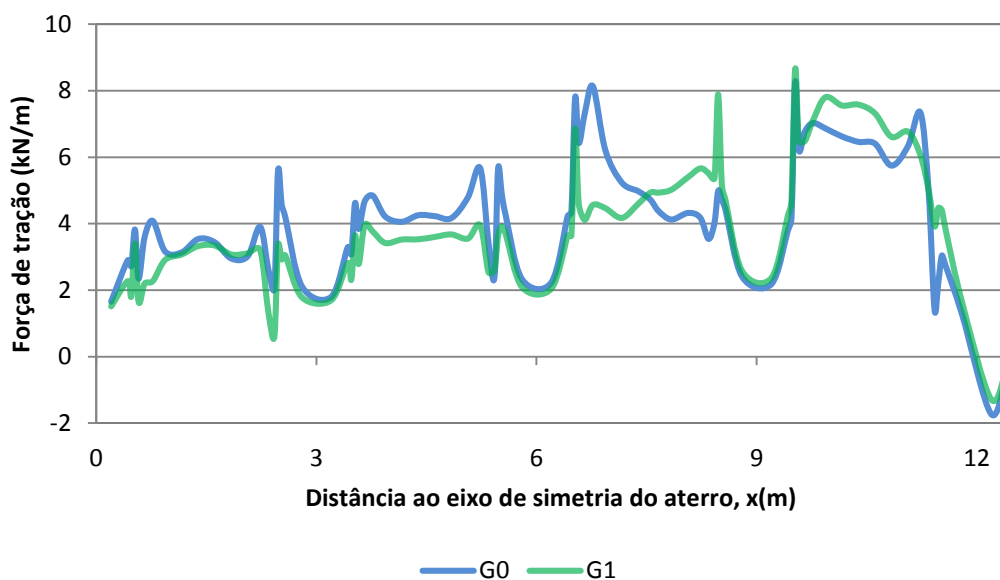


Fig. 6.9 – Força de tração no geossintético da base do aterro (nível 1), no final da consolidação, para os cálculos G0 e G1.

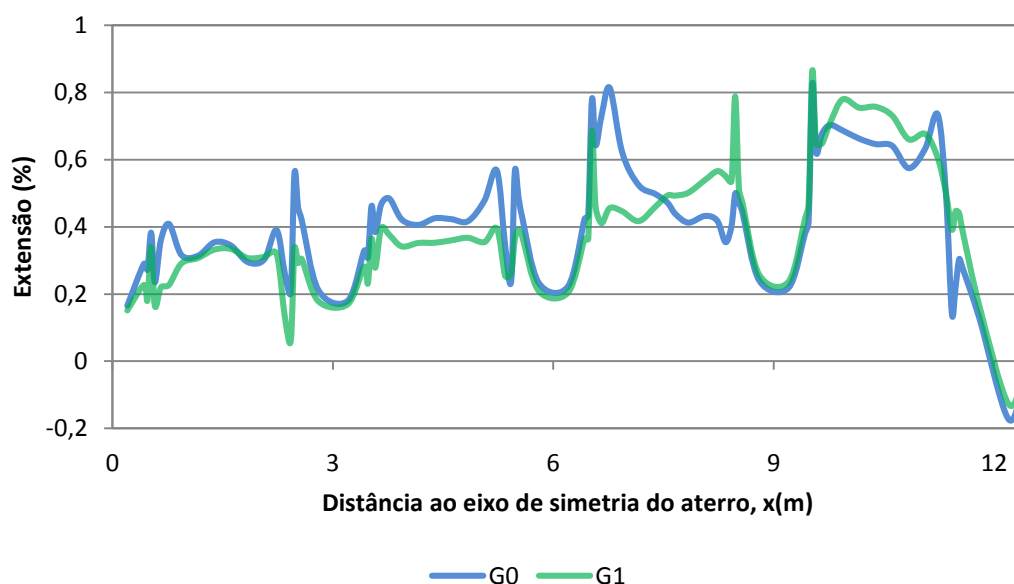


Fig. 6.10 – Extensão no geossintético da base do aterro no final da consolidação, para os cálculos efetuados.

Relativamente aos diferentes níveis de reforço do aterro, apresenta-se na Fig. 6.11, o valor da extensão destes. De forma idêntica ao que acontece na base, não se registam grandes alterações no que diz respeito às deformações máximas instaladas. No entanto, verifica-se que no cálculo G1, o comportamento do geossintético prolongado a toda a largura do aterro traduz-se, de um modo geral, em tensões positivas máximas (picos) sobre o alinhamento das colunas, zonas onde são maiores as variações dos deslocamentos laterais.

O fenómeno inverso ocorre entre as colunas, onde o geossintético se encontra comprimido. Este fenómeno é também evidente no último nível de reforço, no qual o geossintético se encontra comprimido em toda a sua extensão.

Como explicado no capítulo anterior para o problema base, a forma do diagrama das extensões nos geossintéticos no cálculo G1 – com zonas em tração e outras em compressão – deve-se em grande parte, aos assentamentos não uniformes da base do aterro, que são mais elevados no solo mole que no topo das colunas.

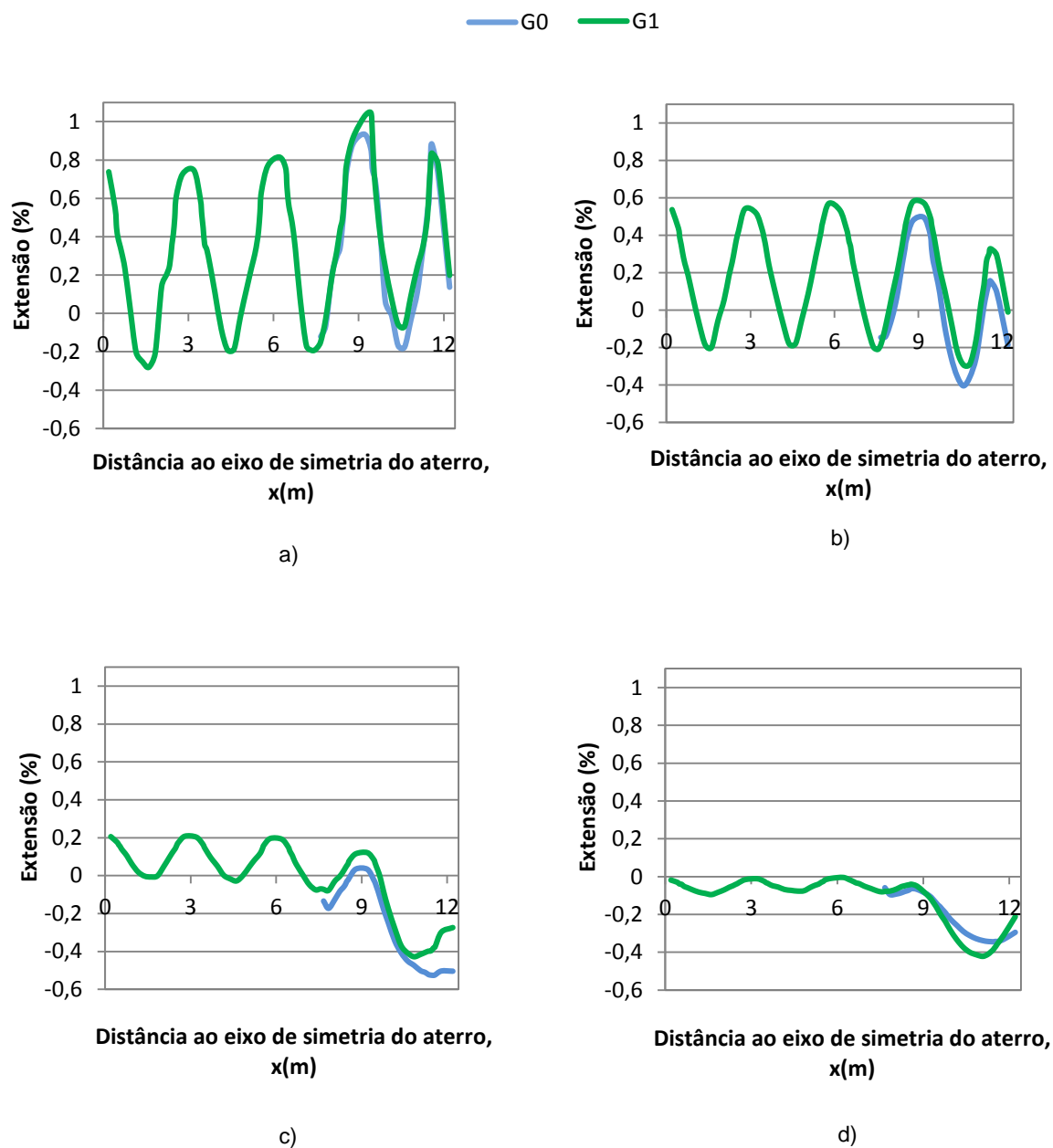


Fig. 6.11 – Extensão do geossintético nos diferentes níveis para o final da consolidação: a) nível 2; b) nível 3; c) nível 4; d) nível 5.

A Fig. 6.12 ilustra a força de tração máxima nos diferentes níveis de geossintéticos no final da consolidação para os cálculos em estudo. Verifica-se, com o prolongamento dos geossintéticos a toda a largura do aterro, um ligeiro aumento da força máxima em todos os níveis, sendo que, nos dois cálculos, é no nível 2 que se regista a força máxima e no nível 4 a força mínima. O último nível de reforços não se encontra representado pois, como foi dito, apresenta-se comprimido em toda a sua extensão.

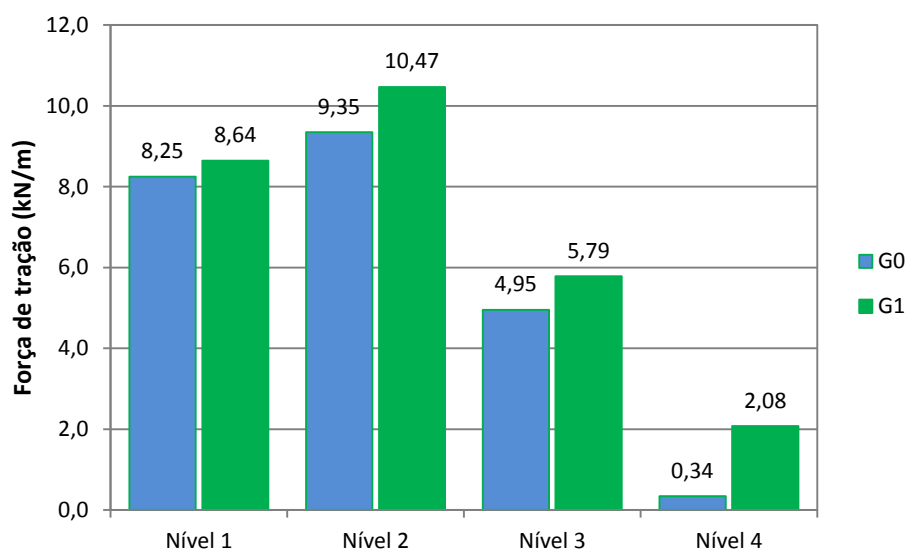


Fig. 6.12 – Força de tração máxima do geossintético nos diferentes níveis, no final da consolidação, para os cálculos G0 e G1.

### 6.2.3. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

As Fig. 6.13 e Fig. 6.14 representam a evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço com colunas de jet grout, durante a construção e consolidação do aterro, respetivamente, para os dois cálculos em estudo. Da consulta destas figuras depreende-se que o prolongamento do geossintético a toda a largura do aterro apresenta pouca influência na variação deste coeficiente, uma vez que o seu valor é 0,4 no final da construção, valor este igual ao obtido no problema base. Relativamente ao final da consolidação este varia de 0,850, registado no problema base, para 0,857 no cálculo G1, sendo esta diferença pouco significativa.

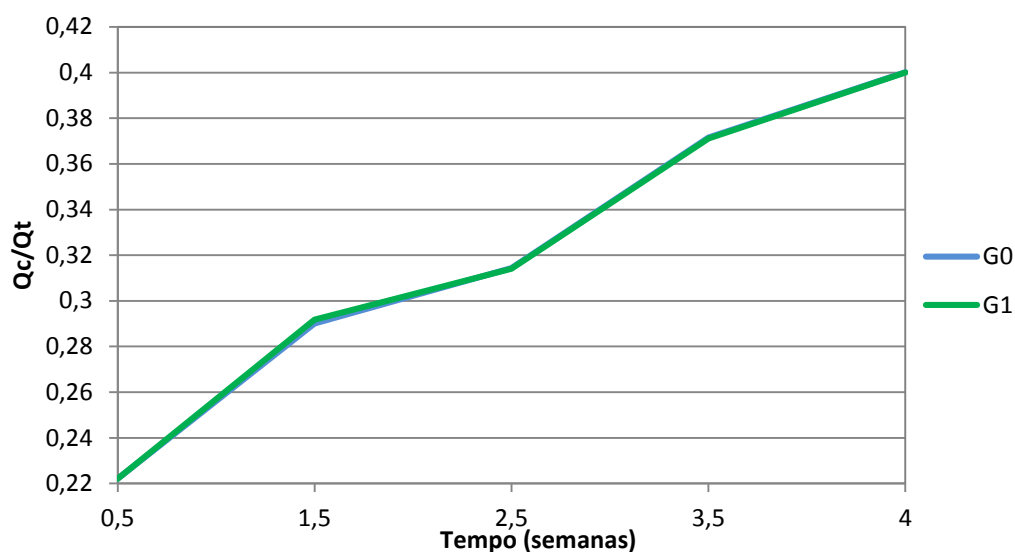


Fig. 6.13 – Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a construção, para os cálculos G0 e G1.

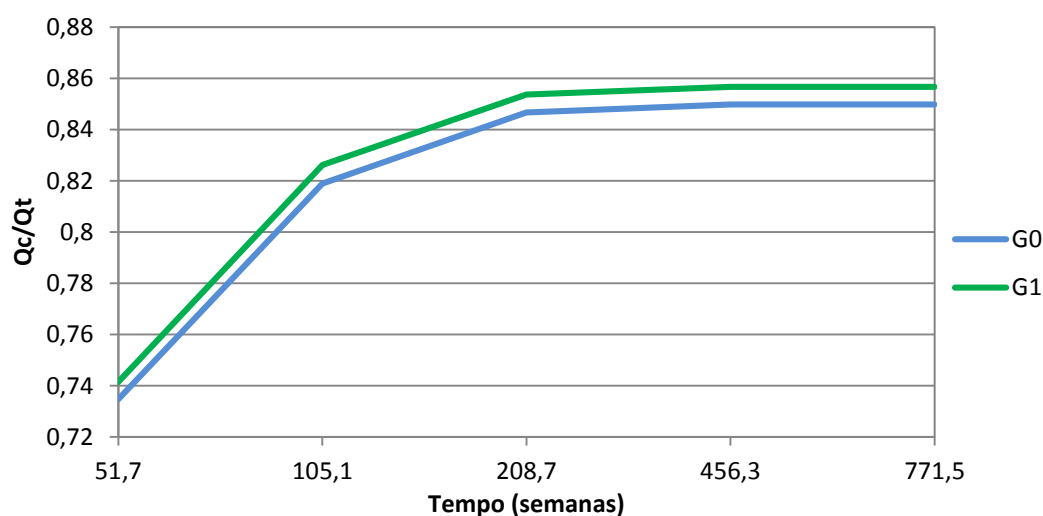


Fig. 6.14 – Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a consolidação, para os cálculos G0 e G1.

#### 6.2.4. NÍVEIS DE TENSÃO

Na Fig. 6.15 são apresentados os níveis de tensão mobilizados no final da construção para os dois cálculos efetuados. Da figura conclui-se não existirem diferenças dignas de nota, pelo que se pode afirmar que o prolongamento dos geossintéticos do aterro a toda a sua largura não influencia significativamente os níveis de tensão mobilizados durante a construção.

O mesmo se pode concluir relativamente aos níveis de tensão obtidos no final da consolidação para os casos em estudo, representados na Fig. 6.16, cujas diferenças se revelam pouco expressivas.

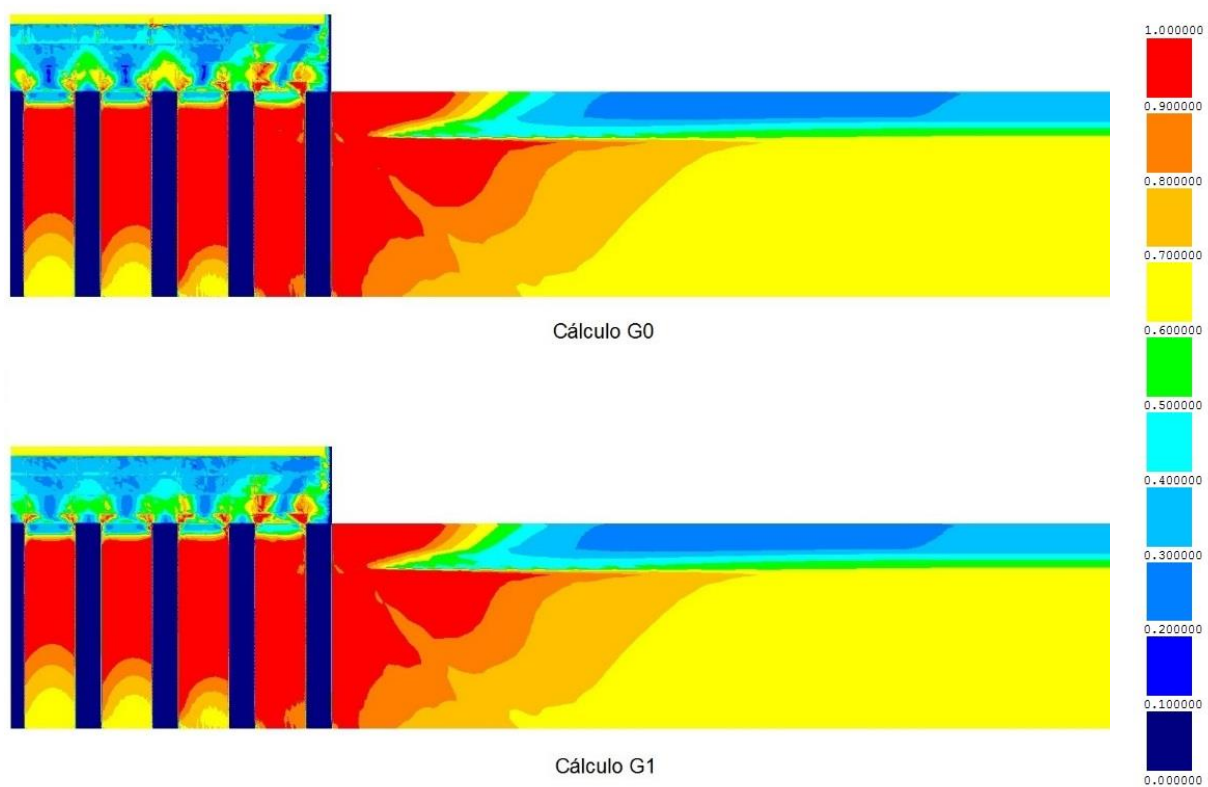


Fig. 6.15 – Níveis de tensão no final da construção, para os cálculos em estudo.

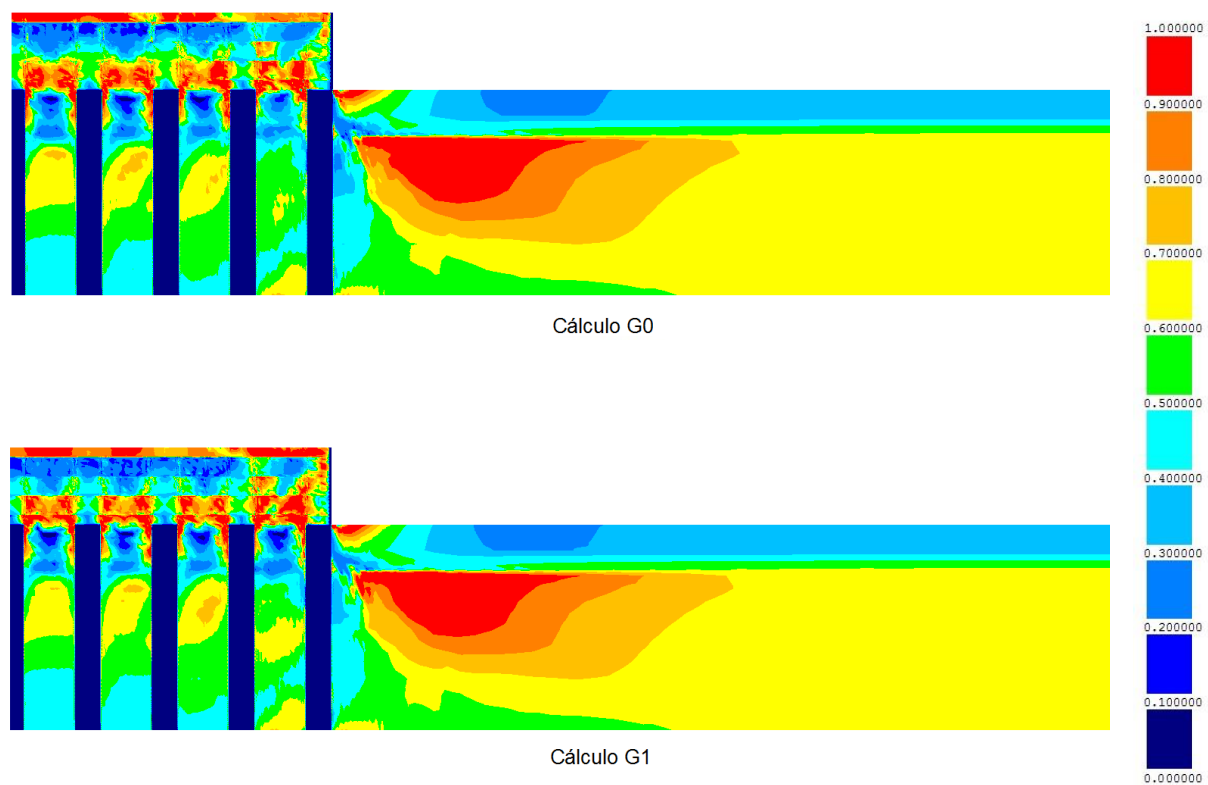


Fig. 6.16 – Níveis de tensão no final da consolidação, para os cálculos em estudo.

### 6.2.5. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

A Fig. 6.17 ilustra os excessos de pressões neutras no final da consolidação para os cálculos efetuados. Constata-se pela análise da figura que os excessos de pressões neutras são pouco sensíveis ao prolongamento dos reforços, apresentando em ambos os casos valores máximos idênticos (46,5 kPa no cálculo G0 e 47,1 kPa no cálculo G1).

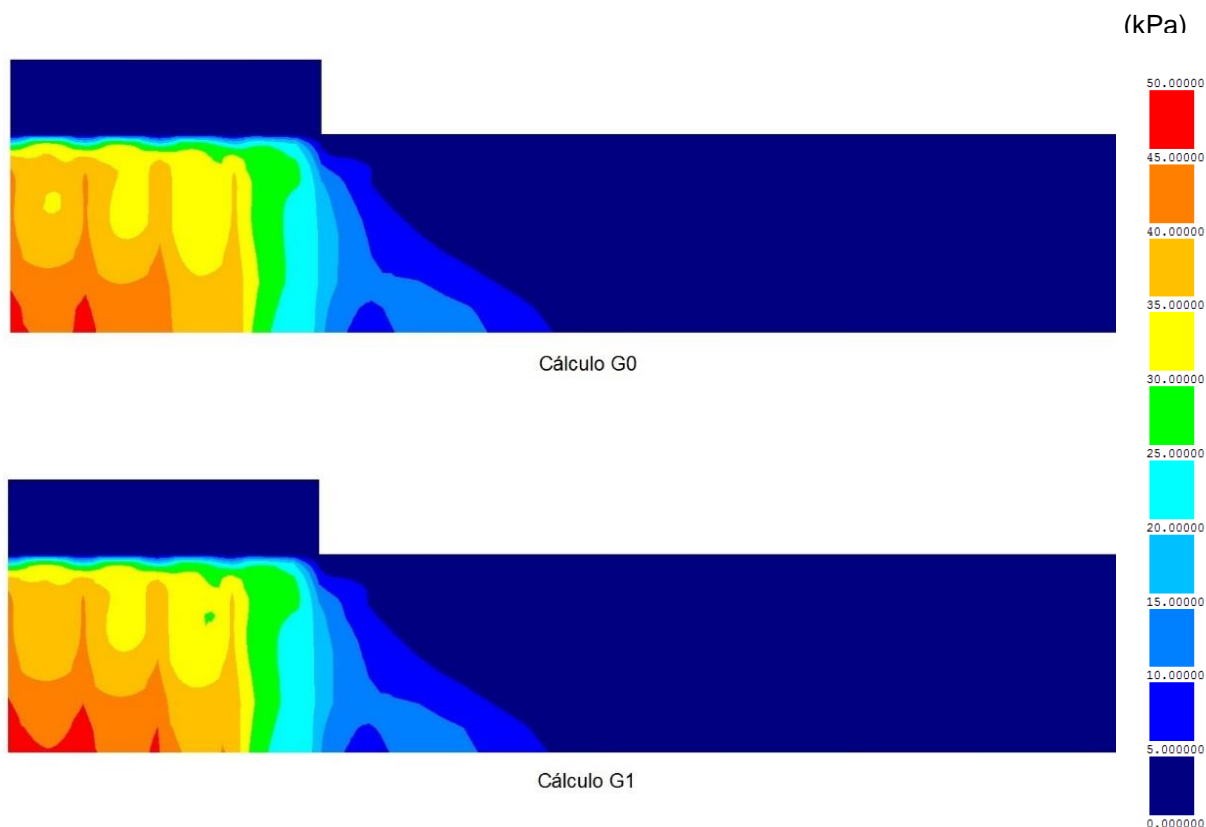


Fig. 6.17 – Excessos de pressões neutras no final da construção para os cálculos G0 e G1.

### 6.2.6. CONCLUSÕES

Ao longo de 6.2 analisou-se a influência que o prolongamento dos reforços do aterro a toda a sua largura tem no comportamento do problema em estudo. Em suma, a resposta do sistema revela que este parâmetro não influencia significativamente o comportamento global da estrutura. Os mecanismos de transferência de carga são pouco sensíveis à variação deste parâmetro, o que se repercute na eficácia semelhante do sistema de reforço com colunas de jet grout nos dois casos analisados.

### 6.3. INFLUÊNCIA DA DISPOSIÇÃO EM PLANTA DAS COLUNAS

A diferente disposição em planta das colunas de jet grout é um dos parâmetros com grande influência no comportamento do sistema de reforço. Quanto maior for a área de influência de cada coluna, maior será, obviamente, a carga a ser suportada não só pelo elemento de reforço, mas também pelo solo mole.

No problema base (designado por A0 nesta secção), foi considerada uma disposição das colunas em malha quadrangular, com espaçamento de 3,0 m. Como forma de melhor avaliar a influência deste parâmetro no comportamento do maciço reforçado, optou-se pela realização de mais um cálculo (cálculo A1), como se apresenta no Quadro 6.3, no qual se considerou colunas secantes longitudinalmente com espaçamento transversal de 3,0 m como se pode observar pela Fig. 6.18.

Quadro 6.3 – Alterações em relação ao problema base.

Nome do cálculo	Espaçamento longitudinal entre colunas (m)
A0	3,0
A1	Secantes

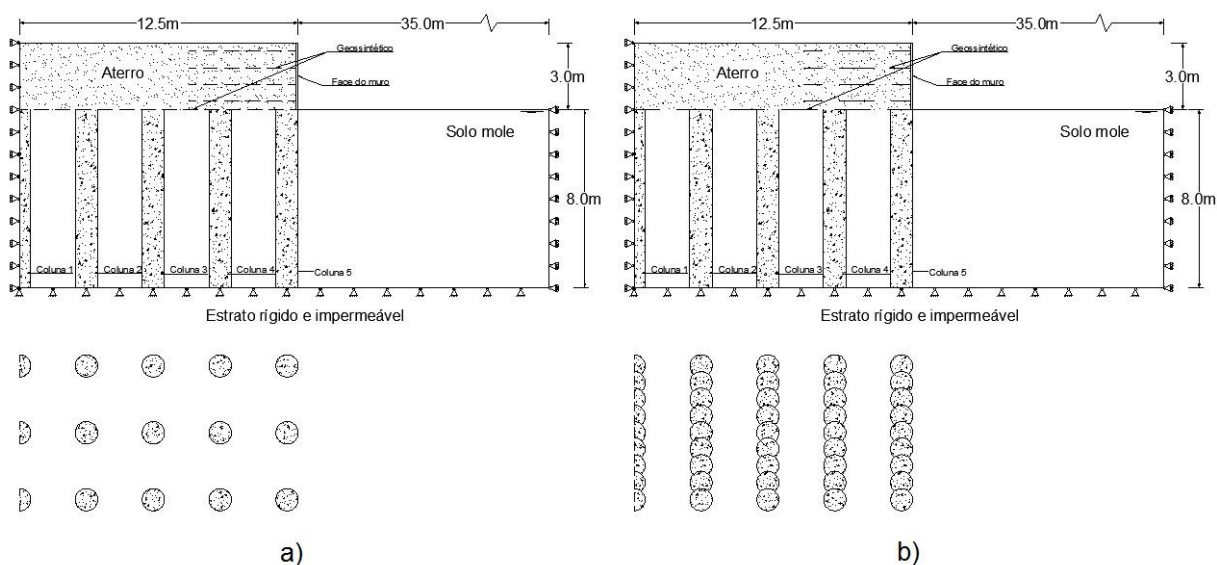


Fig. 6.18 – Representação esquemática dos cálculos efetuados: a) cálculo A0; b) cálculo A1.

#### 6.3.1. DESLOCAMENTOS

A Fig. 6.19 ilustra o assentamento na base do aterro para os dois casos em estudo, no final da consolidação. Como seria esperado, o cálculo A1 apresenta valores de assentamento menores, devendo-se este facto à menor área de influência de cada coluna com a disposição das colunas secantes, como foi considerado neste cálculo. Esta diferença de assentamento revela-se mais evidente no topo das colunas.



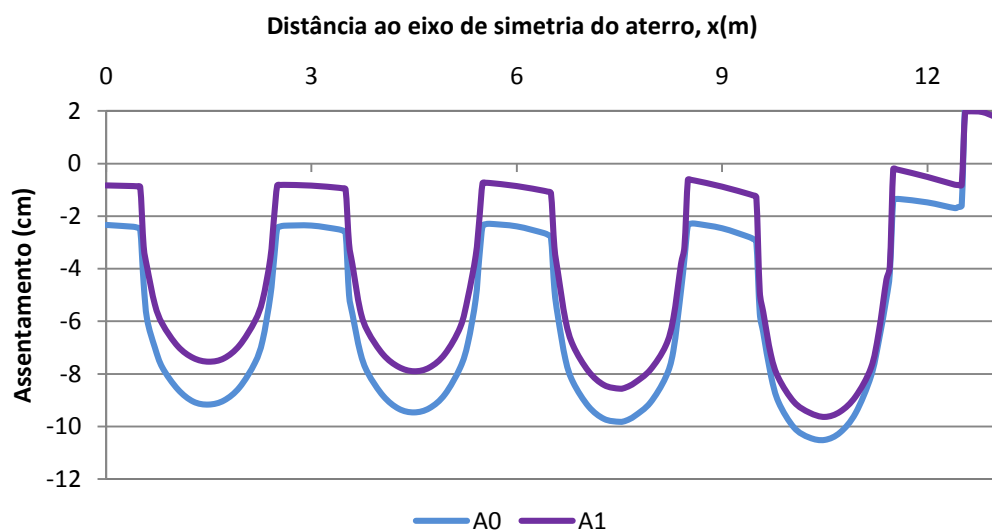


Fig. 6.19 - Assentamento na base do aterro no final da consolidação para os cálculos A0 e A1 ( $z=0$  m).

Como foi referido, o assentamento no topo das colunas é menor no cálculo A1. Sendo a área de influência das colunas 3 vezes maior no cálculo A0, verifica-se que a relação entre os assentamentos nas colunas nos dois casos é de grandeza um pouco inferior (cerca de 2,8) como se constata pela Fig. 6.20. Uma vez que se considerou um comportamento elástico linear na modelação das colunas, este facto indica, desde já, uma menor eficácia do sistema de reforço no caso A0, como se mostrará à frente no ponto 6.3.3.

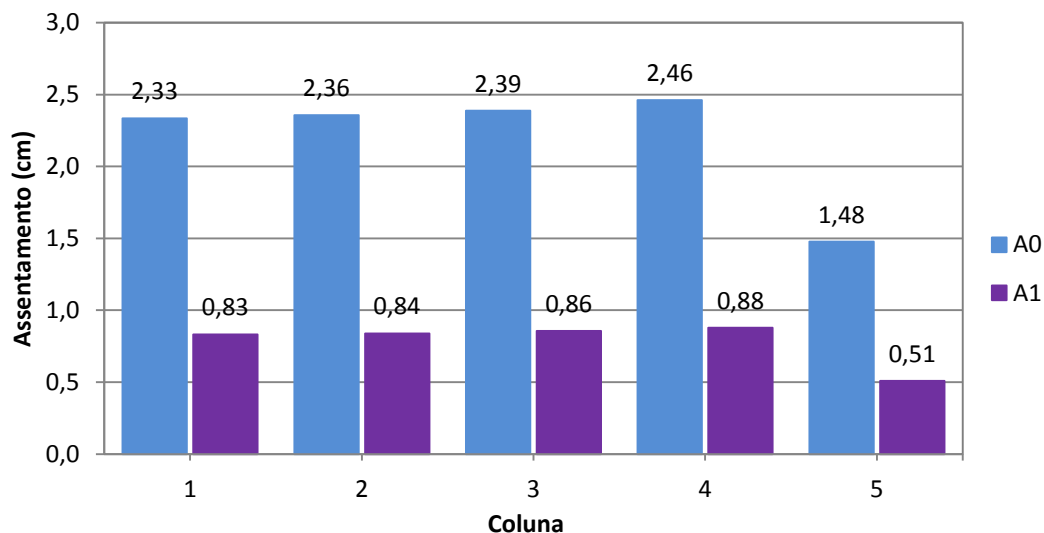


Fig. 6.20 - Assentamento no final da consolidação do topo das diferentes colunas para os cálculos A0 e A1.

Na Fig. 6.21 representa-se a evolução temporal dos assentamentos máximos na base do aterro registados para ambos os cálculos. Estes resultados permitem concluir que com a diminuição da área de influência das colunas, o processo de consolidação é mais rápido.

No cálculo A1 verifica-se que o assentamento máximo nas colunas é praticamente atingido no final da construção, sendo este processo mais demorado no cálculo A0. Relativamente ao assentamento máximo no solo mole, conclui-se que em ambos os casos, este é praticamente atingido ao final de 1 ano.

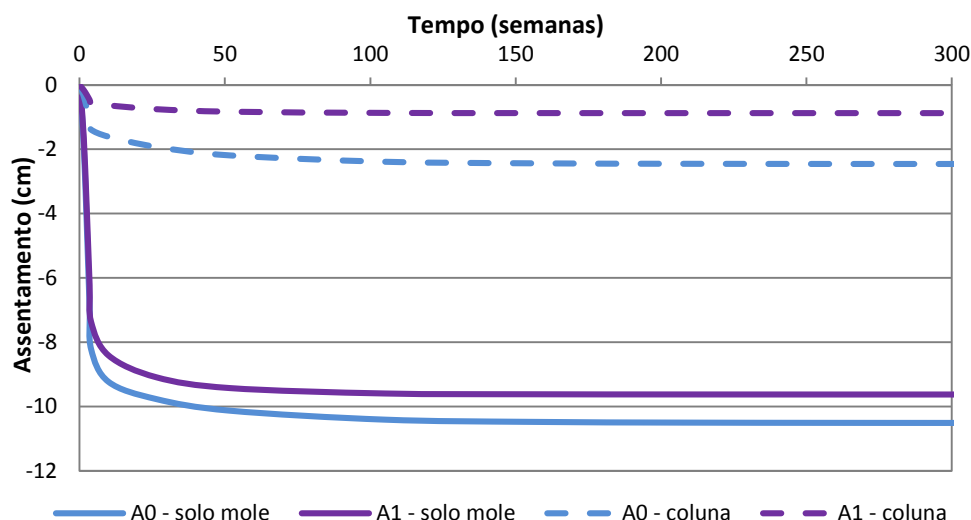


Fig. 6.21 - Evolução temporal dos assentamentos máximos no solo mole e coluna na base do aterro, para os dois cálculos em estudo.

Encontra-se representado na Fig. 6.22 o assentamento na parte superior do aterro para o final da consolidação relativamente aos cálculos efetuados. Como seria expectável, sendo menor a área de influência das colunas, menor será também o assentamento na superfície do aterro, como acontece no cálculo A1. Esta diferença torna-se mais expressiva sob o alinhamento do eixo de simetria sendo superior a 1 cm. É de notar também uma maior uniformidade dos assentamentos no cálculo A1.

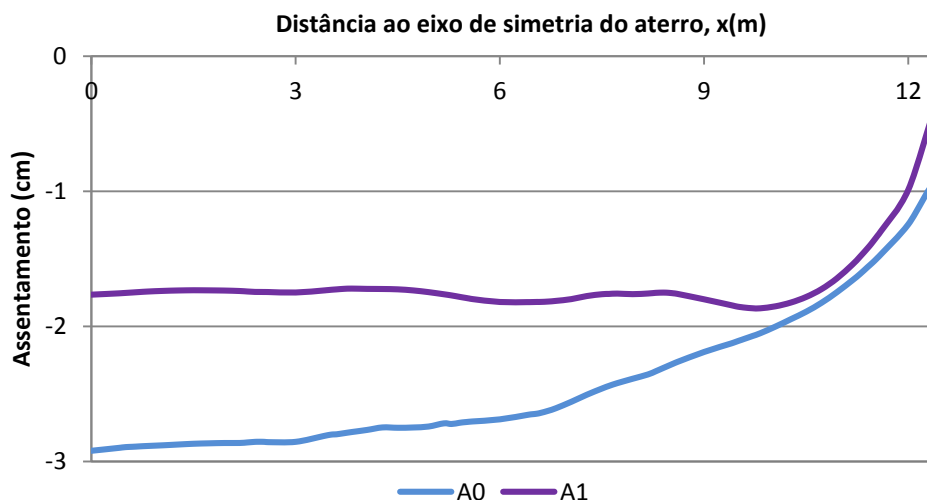


Fig. 6.22 - Assentamento à superfície do aterro no final da consolidação para os dois cálculos efetuados ( $h=3,0$  m).

Valores menores de assentamento são verificados, mais uma vez, na extremidade mais afastada do eixo de simetria (aos 12,4 m), com 0,38 cm e 0,932 cm obtidos no cálculo A1 e A0, respectivamente.

Relativamente ao assentamento diferencial máximo à superfície do aterro, verifica-se pela Fig. 6.23, que existe uma variação entre os dois cálculos da ordem dos 0,5 cm. Quanto à evolução no tempo, notam-se também diferenças, uma vez que para o cálculo A1 se observa uma estabilização ao fim de pouco mais de 1 ano, enquanto que, no cálculo A0 (problema base) esta estabilização só se verifica decorridos cerca de 2,5 anos.

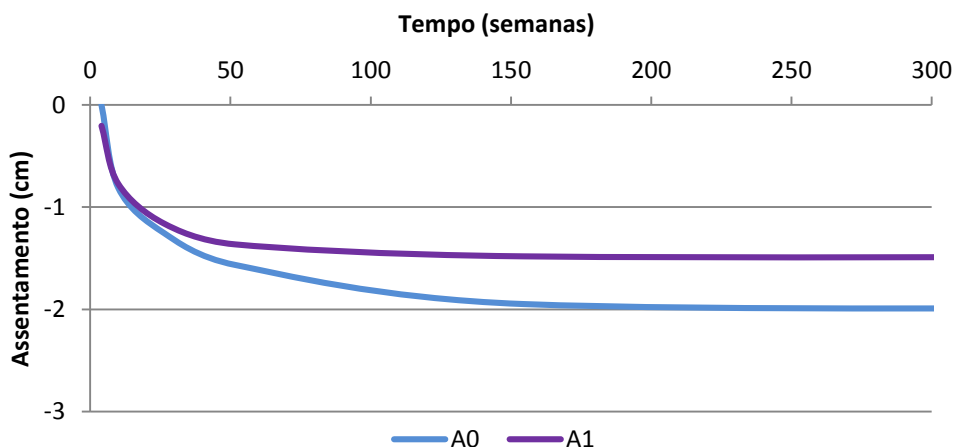


Fig. 6.23 - Evolução temporal do assentamento diferencial máximo à superfície do aterro para os dois casos em estudo.

Estudando o deslocamento horizontal da face do muro para os dois cálculos considerados, representado na Fig. 6.24, referente ao final da consolidação, é possível observar-se que à exceção da base, os valores obtidos em ambos os casos são semelhantes. Ao nível da base, é mais evidente a diferença deste tipo de deslocamento, sendo menor para o cálculo A1, cuja variação em relação ao problema base é de 0,78 cm.

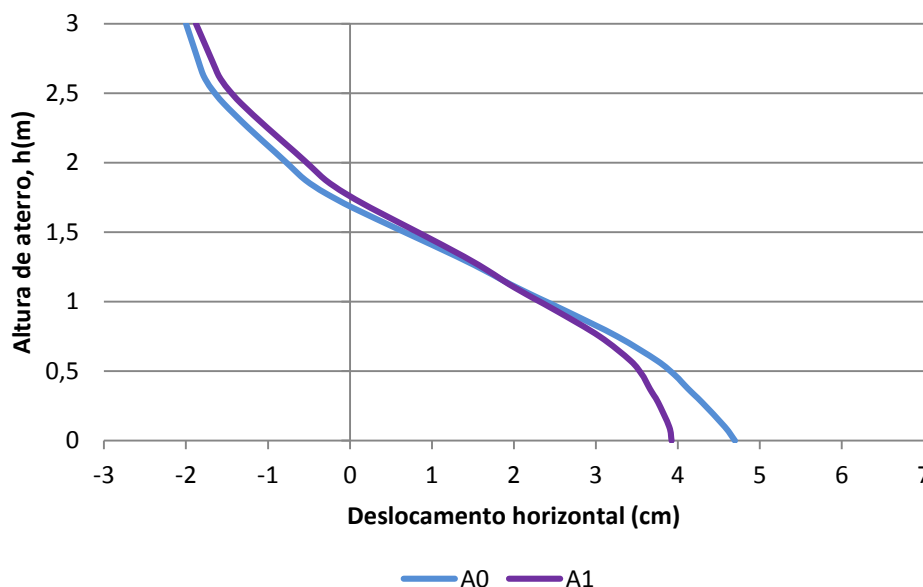


Fig. 6.24 - Deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação para os dois cálculos efetuados.

## 6.3.2. TRAÇÃO NOS GEOSSINTÉTICOS

A Fig. 6.25 apresenta as forças de tração desenvolvidas no geossintético da base do aterro (nível 1), no final da consolidação, para os dois casos em análise, em função da distância ao eixo de simetria. Através destes resultados verifica-se que sobre as colunas, as forças de tração são maiores no caso A0. É possível também identificar-se que, na primeira metade do aterro, o geossintético nas zonas de solo mole (entre colunas) se apresenta mais tracionado no cálculo A0, apresentando valores idênticos em ambos os cálculos na segunda metade do aterro.

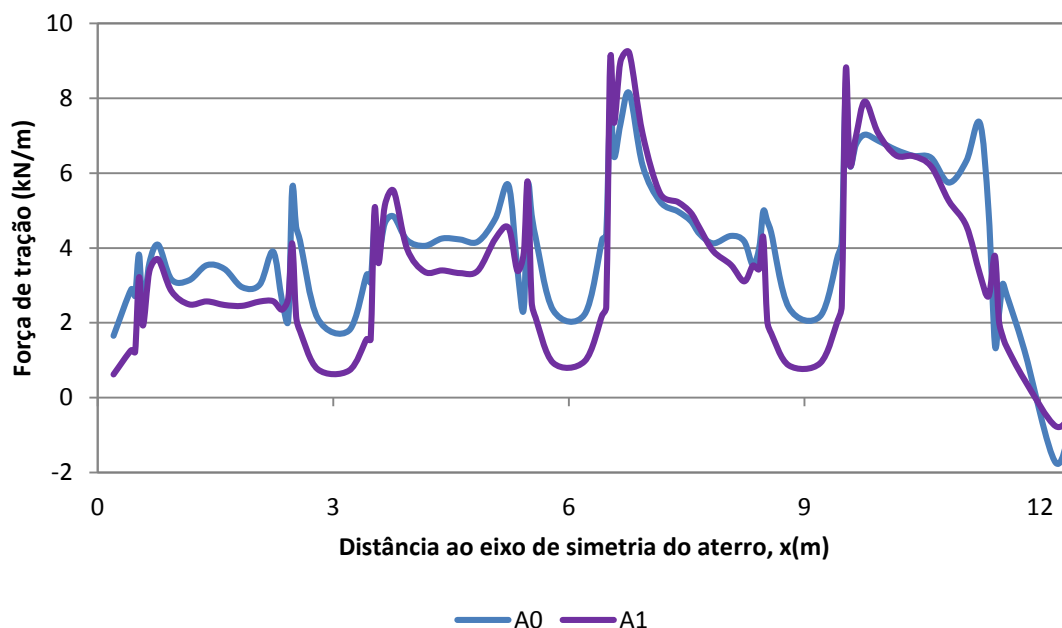


Fig. 6.25 - Força de tração no geossintético da base do aterro (nível 1), no final da consolidação, para os cálculos em estudo.

A força de tração máxima registada em cada nível de geossintéticos no final da consolidação para os dois cálculos efetuados, apresenta-se na Fig. 6.26. Como se constata, não existem diferenças significativas entre os dois casos, registando-se apenas um ligeiro aumento das forças máximas no cálculo A1.

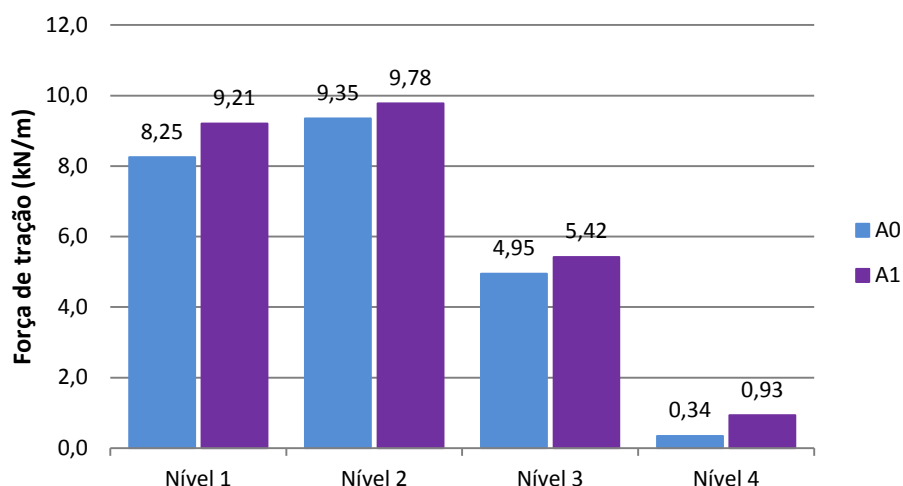


Fig. 6.26 - Força de tração máxima do geossintético nos diferentes níveis, no final da consolidação, para os dois casos em estudo.

### 6.3.3. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

As Fig. 6.27 e Fig. 6.28 ilustram o coeficiente de eficácia do sistema de reforço com colunas de jet grout para os cálculos em estudo, no final da construção e no final da consolidação, respetivamente. Como seria de esperar, este coeficiente aumenta com a diminuição da área de influência das colunas, sendo por isso maior no cálculo A1 que apresenta colunas secantes longitudinalmente.

Salienta-se ainda que no cálculo A1, o coeficiente de eficácia evolui mais rapidamente, apresentando no final do período construtivo (4 semanas) 55,1% do valor máximo, ao passo que no cálculo A0 esse valor é de apenas 47,1%.

Apesar desta variação do coeficiente de eficácia do sistema, o valor registado no final da consolidação para o cálculo A0, que apresenta colunas espaçadas 3,0 m longitudinalmente, permite concluir uma ótima eficácia da técnica construtiva analisada.

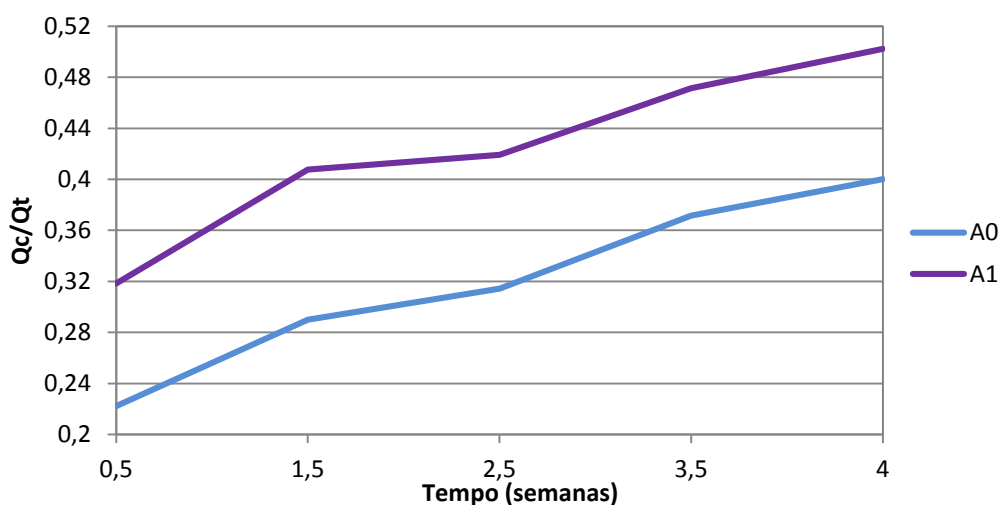


Fig. 6.27 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a construção, para os cálculos A0 e A1.

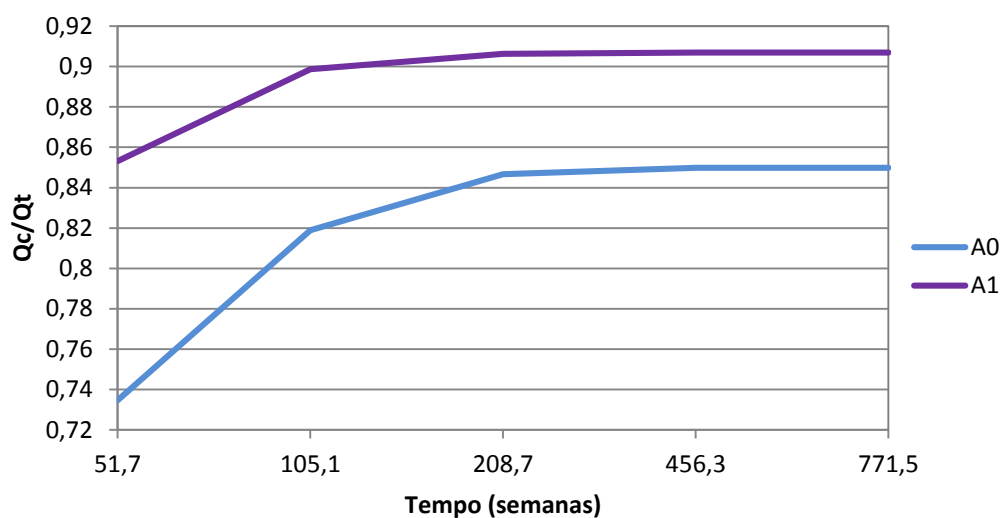


Fig. 6.28 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço durante a consolidação, para os cálculos A0 e A1.

#### 6.3.4. NÍVEIS DE TENSÃO

As Fig. 6.29 e Fig. 6.30 ilustram os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação para os dois cálculos em estudo. Consta-se, no final da construção, uma ligeira diminuição dos níveis de tensão no solo mole com a diminuição da área de influência de cada coluna, como seria de esperar. Sendo menor a área de influência das colunas, maior será a carga transmitida a estas, resultando em menor solicitação no solo mole, como se pode observar.

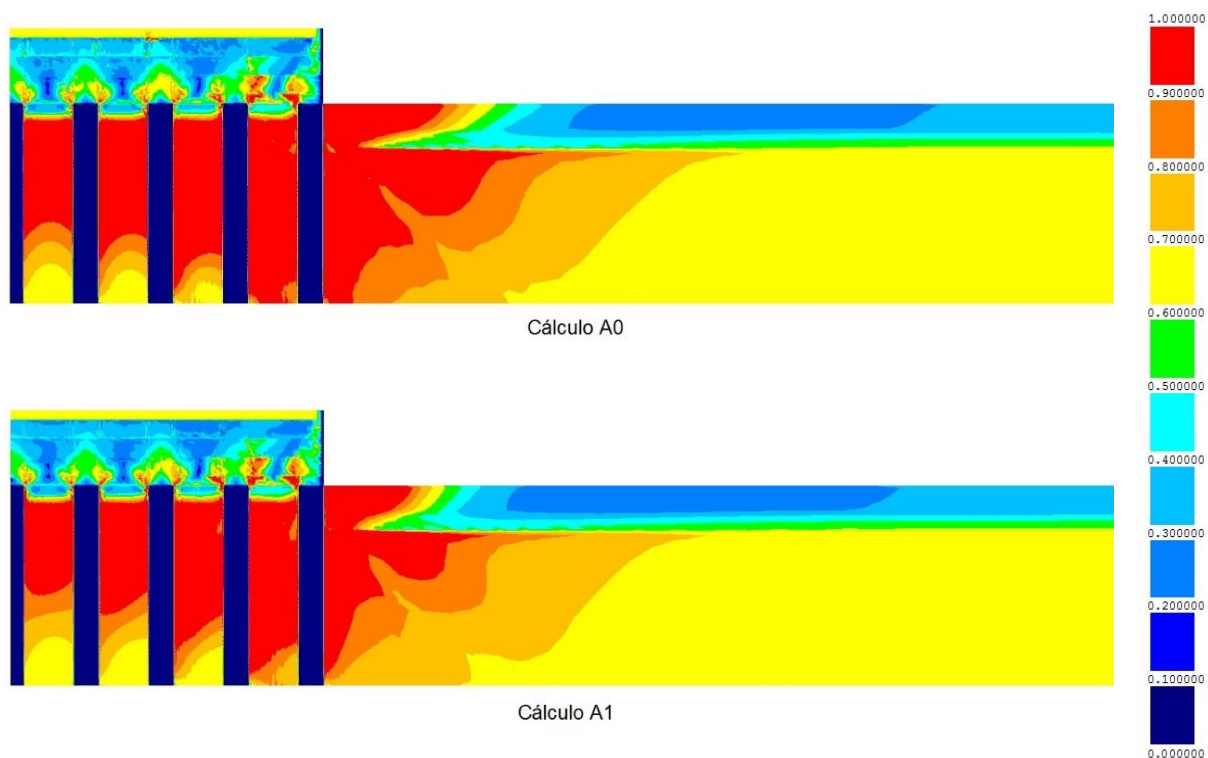


Fig. 6.29 - Níveis de tensão no final da construção, para os cálculos em análise.

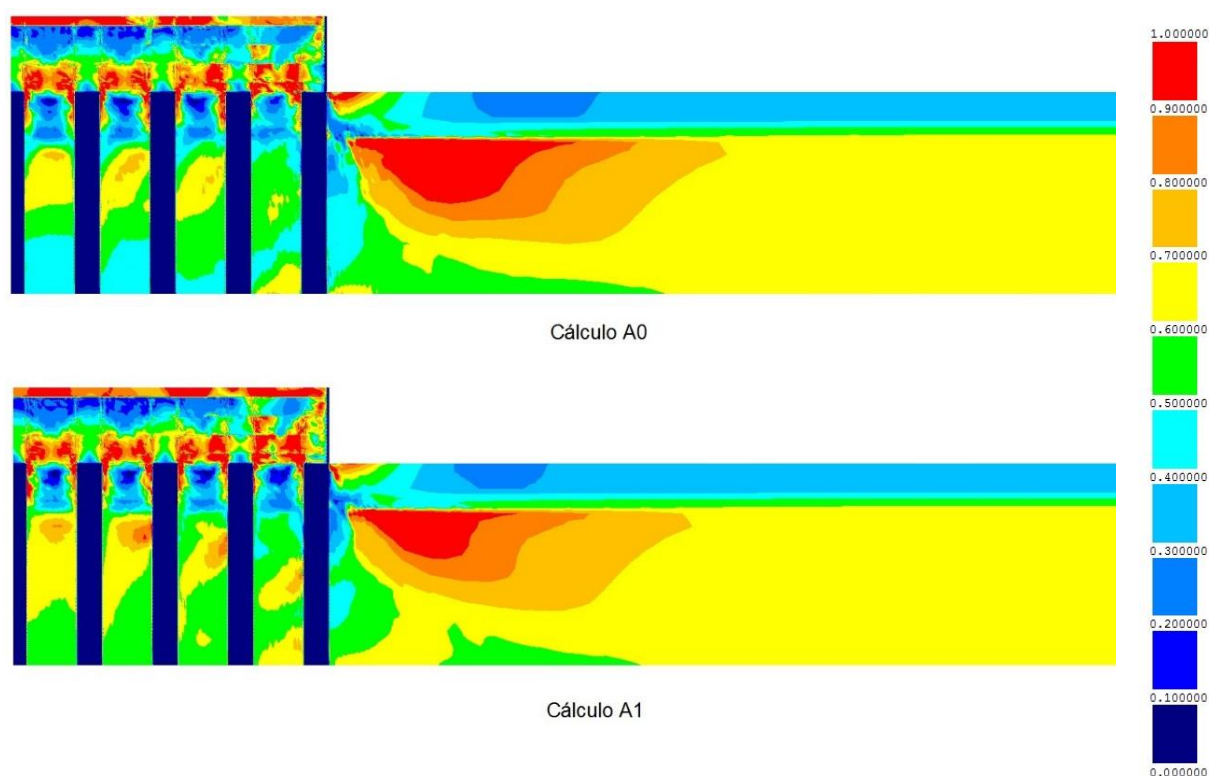


Fig. 6.30 – Níveis de tensão no final da consolidação para os cálculos em análise.

#### 6.3.5. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Os excessos de pressões neutras no final da construção do aterro são representados na Fig. 6.31. Verifica-se, com a diminuição da área de influência das colunas (cálculo A1), excessos de pressões neutras também menores tanto no solo de fundação como nas colunas. Este facto está directamente relacionado com a maior rapidez de dissipação dos excessos de pressão neutra no cálculo A1 (devido à maior área de colunas em planta, que se traduz numa maior rigidez do maciço de fundação), fenómeno com alguma expressão mesmo durante o período construtivo como mostra a Fig. 6.31.

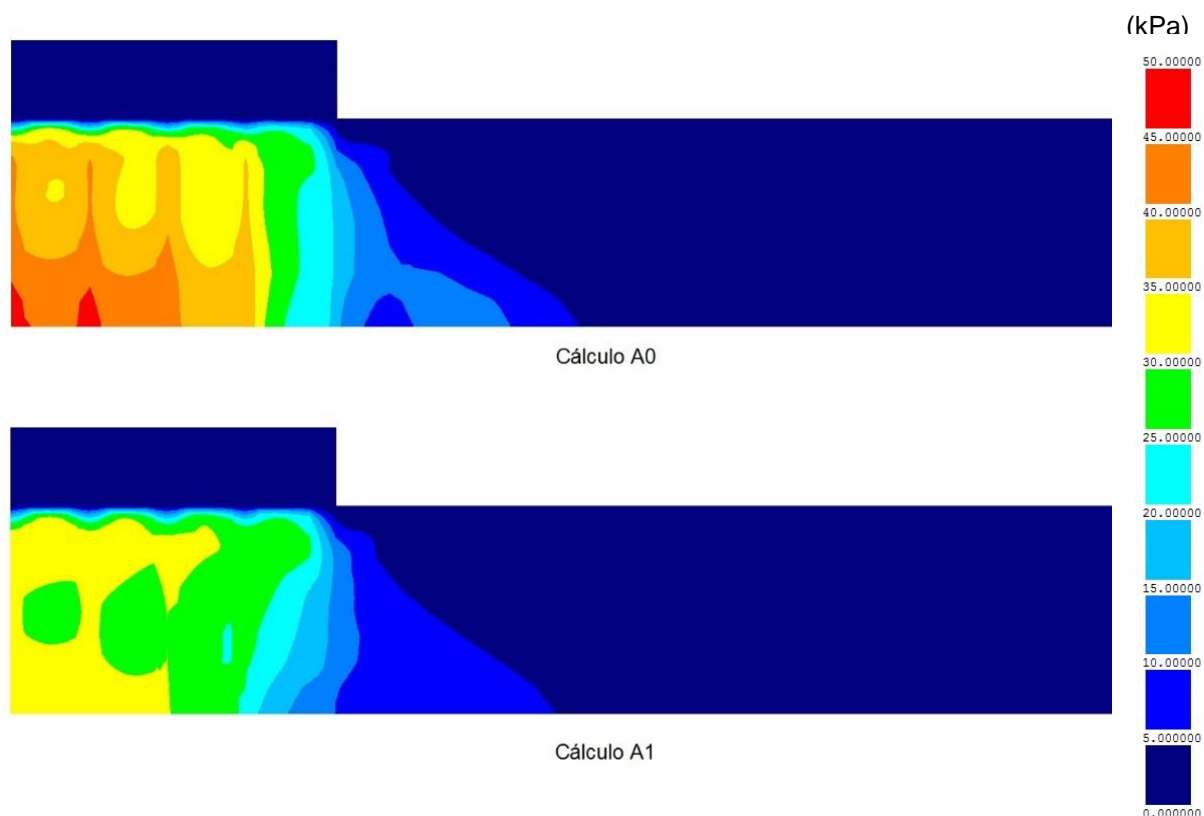


Fig. 6.31 – Excessos de pressões neutras no final da construção para os cálculos em análise.

#### 6.3.6. CONCLUSÕES

A disposição em planta das colunas de jet grout apresenta influência significativa no comportamento do sistema. Sendo menor a área de influência das colunas, maior é a carga que estas atraem para si, o que resulta numa diminuição da tensão mobilizada no solo mole.

Este efeito provoca uma diminuição dos assentamentos tanto nas colunas como no solo mole. O processo de consolidação é relativamente mais rápido e a eficácia do sistema de reforço aumenta. Os mecanismos de transferência de carga revelam relativa sensibilidade à variação deste parâmetro o que se repercute no coeficiente de eficácia do sistema de reforço.



#### 6.4. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS

O módulo de deformabilidade das colunas de jet grout é um parâmetro mecânico que merece uma análise atenta, uma vez que a diferença entre o módulo de deformabilidade das colunas e do solo mole é responsável pela mobilização do mecanismo de efeito de arco tanto no corpo do aterro como no solo mole.

O reforço de aterros sobre solos moles pode ser efetuado recorrendo a colunas de diversos materiais, pelo que se optou por confrontar os resultados de quatro cálculos, incluindo o problema base (E0), fazendo variar o valor do módulo de deformabilidade que caracteriza as colunas, adotando-se valores mais elevados, entre os quais valores com ordem de grandeza dos que caracterizam também o betão. No Quadro 6.4 apresenta-se o módulo de deformabilidade das colunas nos quatro cálculos efetuados.

Quadro 6.4 – Alterações em relação ao problema base.

Nome do cálculo	E colunas (MPa)
E0	150
E1	1500
E2	5000
E3	15000

##### 6.4.1. DESLOCAMENTOS

A Fig. 6.32 ilustra o assentamento na base do aterro no final da consolidação para os quatro cálculos efetuados. Analisando os resultados, verifica-se, como seria de esperar, uma diminuição do valor do assentamento com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas. Pode também constatar-se que para colunas com módulo de deformabilidade superior a 1500 MPa, os assentamentos observados na base do aterro são semelhantes, sobretudo no topo das colunas.

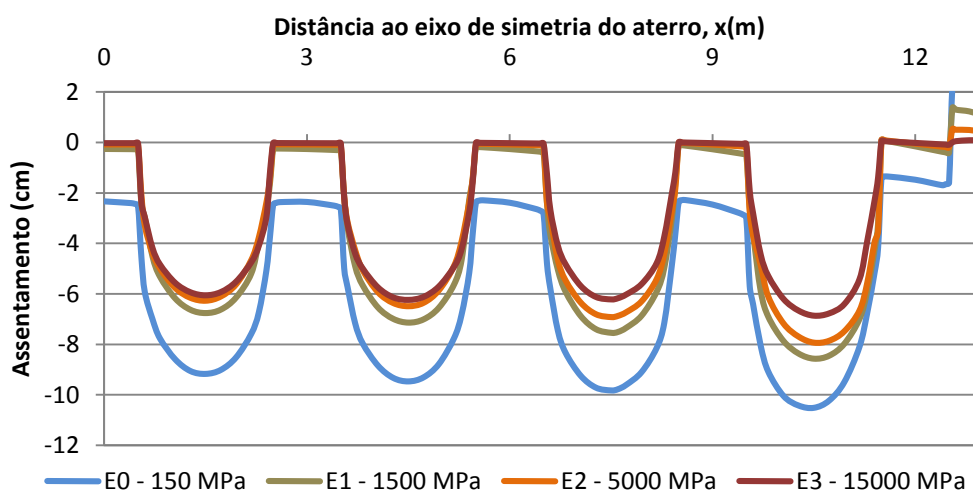


Fig. 6.32 - Assentamento na base do aterro no final da consolidação para os quatro cálculos em estudo ( $z=0$  m).

Ainda no que diz respeito ao assentamento na base do aterro, encontram-se representados na Fig. 6.33 os valores máximos observados no solo mole e na coluna para os cálculos em estudo. Denota-se uma diferença significativa dos assentamentos na coluna quando se passa de  $E=150$  MPa para  $E=1500$  MPa. Sendo o módulo de deformabilidade das colunas 10 vezes maior, a variação do assentamento no topo destas é da mesma ordem de grandeza, dado o comportamento elástico linear considerado na sua modelação.

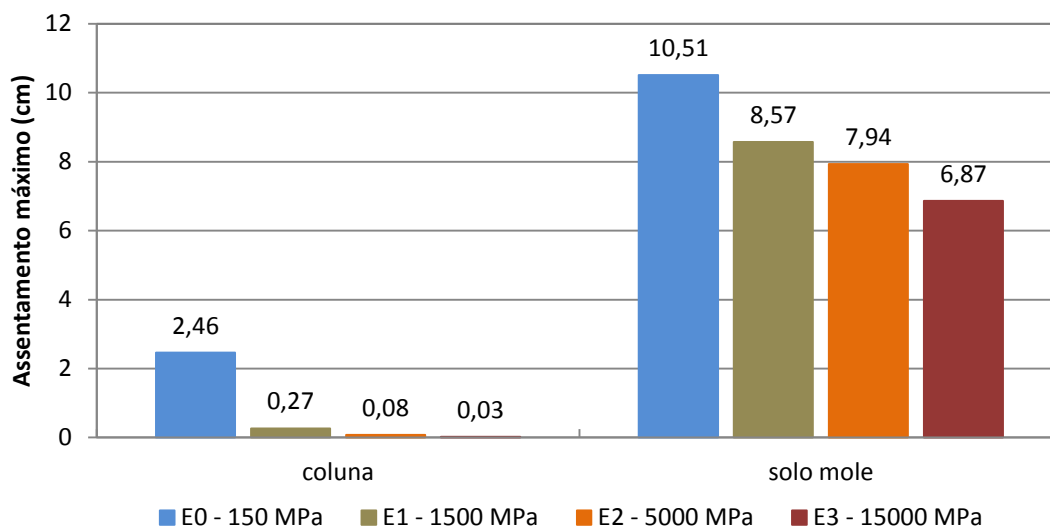


Fig. 6.33 – Assentamentos máximos na base do aterro (coluna e solo mole) para os quatro cálculos em estudo.

A Fig. 6.34 mostra a evolução temporal dos assentamentos máximos no solo mole e na coluna na base do aterro para os diferentes cálculos efetuados. Segundo Marques (2008), a evolução do processo de consolidação é mais rápida nos problemas com colunas mais rígidas, sendo este facto corroborado pelos resultados obtidos.

Relativamente ao assentamento no solo mole, pode concluir-se que para a gama de valores do módulo de deformabilidade entre 1500 MPa e 15000 MPa, apesar de existir uma ligeira diferença do seu valor, a sua evolução no tempo é semelhante.

Análogo ao observado no solo mole, para a mesma gama de valores do módulo de deformabilidade (entre 1500 MPa e 15000 MPa), o assentamento nas colunas tem um comportamento semelhante, atingindo no final da construção um valor muito próximo do assentamento final.

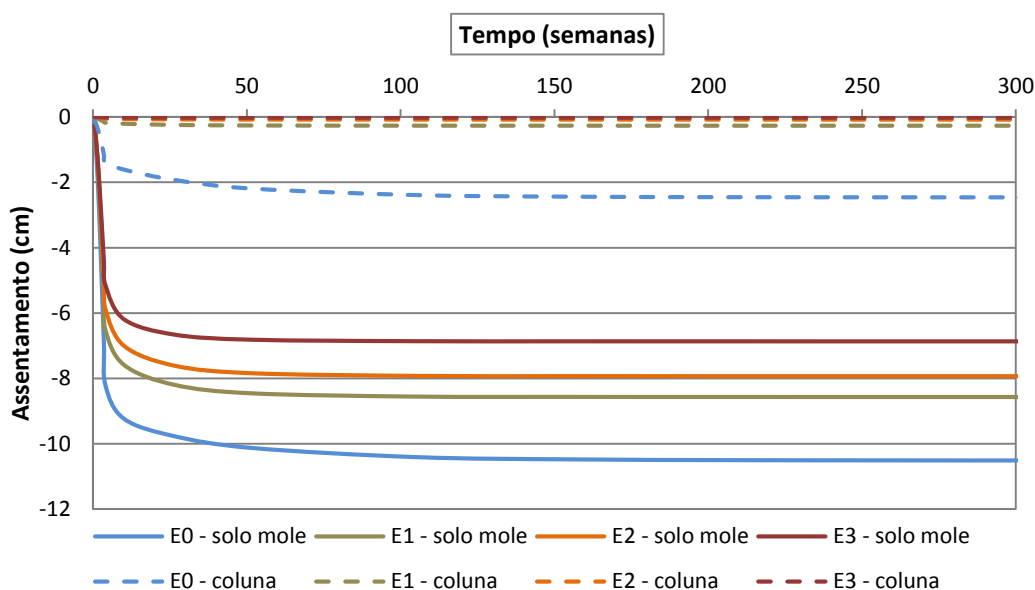


Fig. 6.34 – Evolução temporal dos assentamentos máximos no solo mole e coluna na base do aterro, para os quatro cálculos efetuados.

A Fig. 6.35 ilustra o assentamento à superfície do aterro no final da consolidação para os quatro cálculos em estudo. À semelhança do que acontece na base, verifica-se que o aumento da rigidez das colunas resulta numa diminuição dos assentamentos observados no topo do aterro. Esta variação é evidente quando se passa do módulo de deformabilidade de 150 MPa para 1500 MPa. Para os cálculos com valores superiores ao considerado no cálculo E0, não se verificam diferenças dignas de nota, permitindo concluir-se que este parâmetro não influencia significativamente o assentamento no topo do aterro para a gama de valores entre 1500 MPa e 15000 MPa. É de notar ainda a maior uniformidade dos assentamentos nos cálculos E1 a E3.

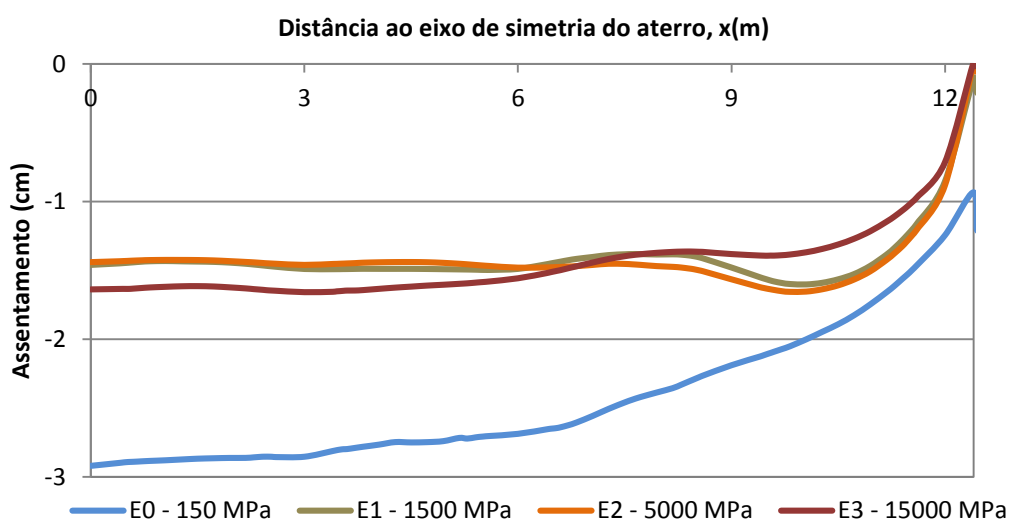


Fig. 6.35 – Assentamento à superfície do aterro no final da consolidação para os quatro cálculos efetuados ( $h=3,0$  m).

Na Fig. 6.36 compara-se a evolução temporal do assentamento diferencial máximo à superfície do aterro para os cálculos em estudo. A figura mostra que o valor dos assentamentos diferenciais não apresenta variações expressivas com o aumento da deformabilidade das colunas, principalmente na gama de valores do módulo de deformabilidade entre 1500 MPa a 15000 MPa. O mesmo não se pode concluir quanto à sua evolução no tempo, verificando-se, com o aumento do módulo de deformabilidade, uma diminuição do tempo necessário para que ocorra a estabilização deste tipo de assentamentos. Enquanto que, no cálculo E0, só depois de aproximadamente 2,5 anos esta estabilização é atingida, nos restantes cálculos ocorre praticamente ao final de 1 ano.

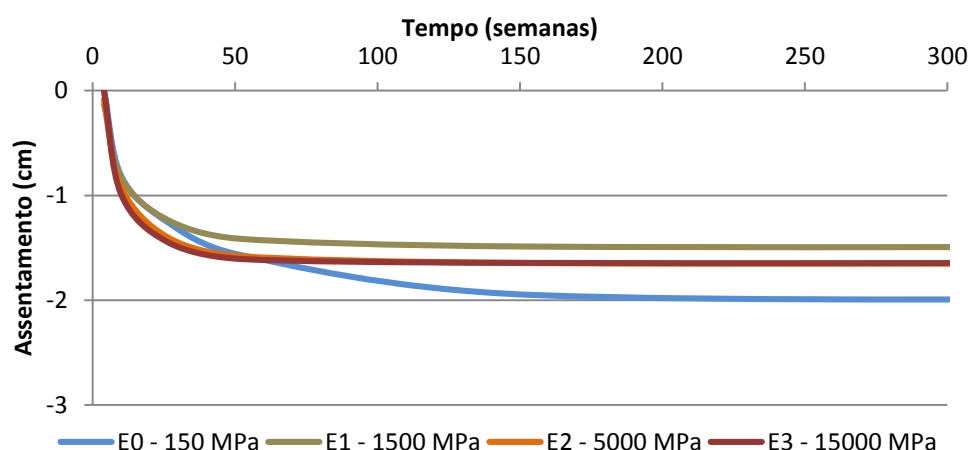


Fig. 6.36 - Evolução temporal do assentamento diferencial máximo à superfície do aterro para os quatro cálculos em estudo.

Na Fig. 6.37 encontra-se representado o deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação para as diferentes deformabilidades das colunas. Através desta figura, conclui-se que o aumento de rigidez das colunas resulta numa diminuição deste tipo de deslocamento tanto no topo como na base.

Esta variação dos deslocamentos horizontais é mais relevante na base do aterro, onde o valor máximo (registado entre E0 e E3) atinge os 3,9 cm. Na parte superior o valor máximo desta variação é consideravelmente mais reduzido correspondendo a 1,0 cm.

Estes resultados permitem concluir que o módulo de deformabilidade das colunas de jet grout é um parâmetro que apresenta uma influência significativa nos deslocamentos horizontais da face do muro, nomeadamente na base do mesmo, onde as reduções conseguidas, resultantes de um aumento da rigidez das colunas, são notórias.

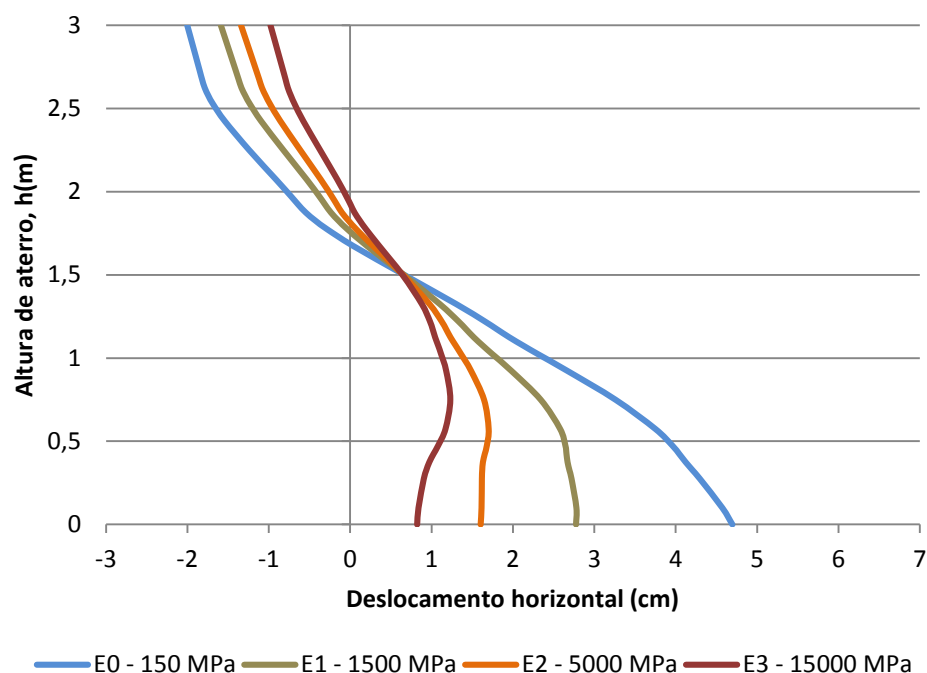


Fig. 6.37 – Deslocamento horizontal da face do muro no final da consolidação para os quatro cálculos efetuados.

#### 6.4.2. FORÇA DE TRAÇÃO NOS GEOSSINTÉTICOS

Na Fig. 6.38 mostram-se as forças de tração no geossintético da base do aterro para as diferentes deformabilidades das colunas. A análise desta figura permite concluir que com o aumento do módulo de deformabilidade, as forças de tração desenvolvidas no geossintético, de um modo geral, diminuem, tanto sobre as colunas como entre estas (solo mole).

No entanto, a diferença não é tão significativa na força de tração máxima atingida neste nível de geossintético para cada cálculo. Na realidade, como se observa na Fig. 6.39, no nível 1, as forças de tração máximas são semelhantes em todos os casos.

Relativamente as forças de tração máximas registadas nos restantes níveis de reforços, constata-se pela Fig. 6.39, não existirem também diferenças dignas de nota.

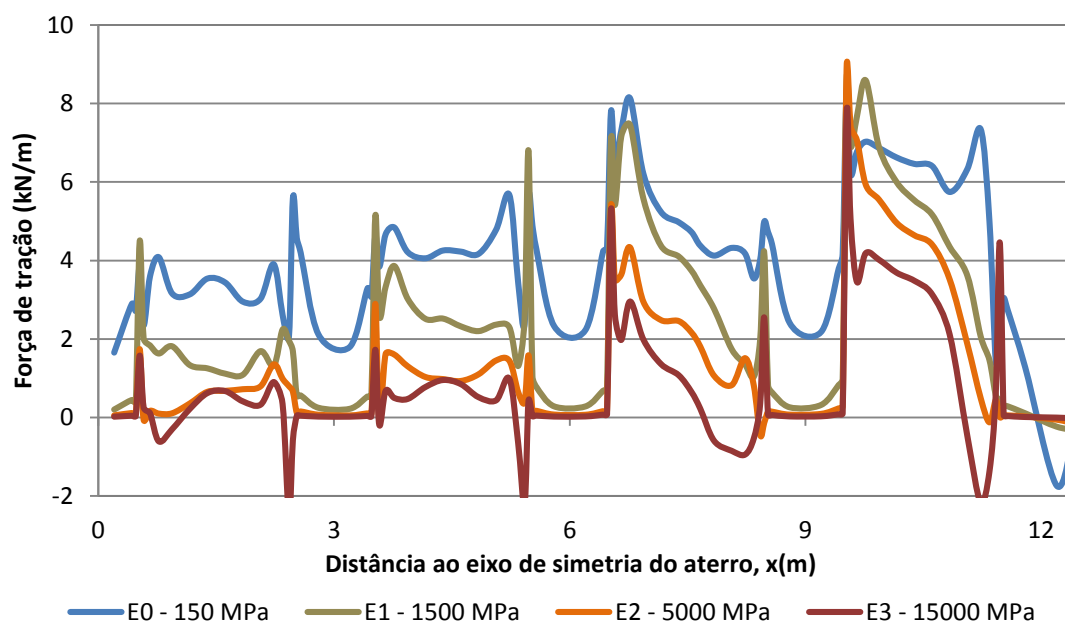


Fig. 6.38 – Força de tração no geossintético da base do aterro (nível 1), no final da consolidação, para os quatro cálculos em estudo.

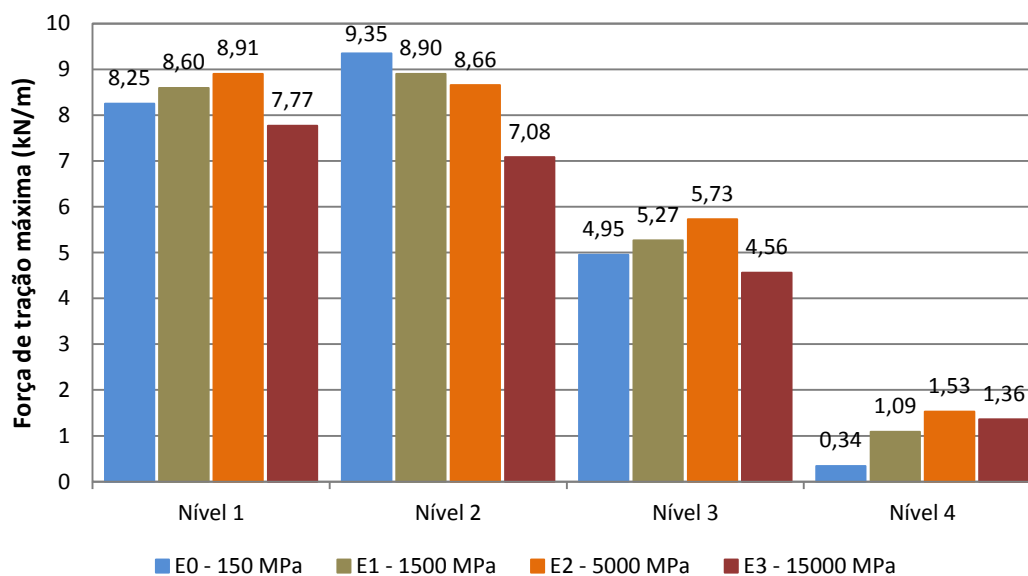


Fig. 6.39 – Força de tração máxima do geossintético dos diferentes níveis, no final da consolidação, para os quatro cálculos efetuados.

### 6.4.3. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

Analisando a Fig. 6.40 verifica-se que o coeficiente de eficácia do sistema de reforço com colunas aumenta com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas. Quando se passa de  $E=150$  MPa para  $E=1500$  nota-se uma variação significativa deste coeficiente, passando de 0,85 para 0,92 no final da consolidação. No entanto para colunas mais rígidas, com módulo de deformabilidade compreendido entre 1500 MPa e 15000 MPa, verifica-se uma estabilização deste valor próximo de 0,93.

Pode também concluir-se que a eficiência do sistema de reforço evolui mais rapidamente para colunas mais rígidas (entre 1500 MPa e 15000 MPa), atingindo no final da construção cerca de 60 % do valor máximo, enquanto que para colunas com módulo de deformabilidade de 150 MPa este valor é de 47 % aproximadamente.

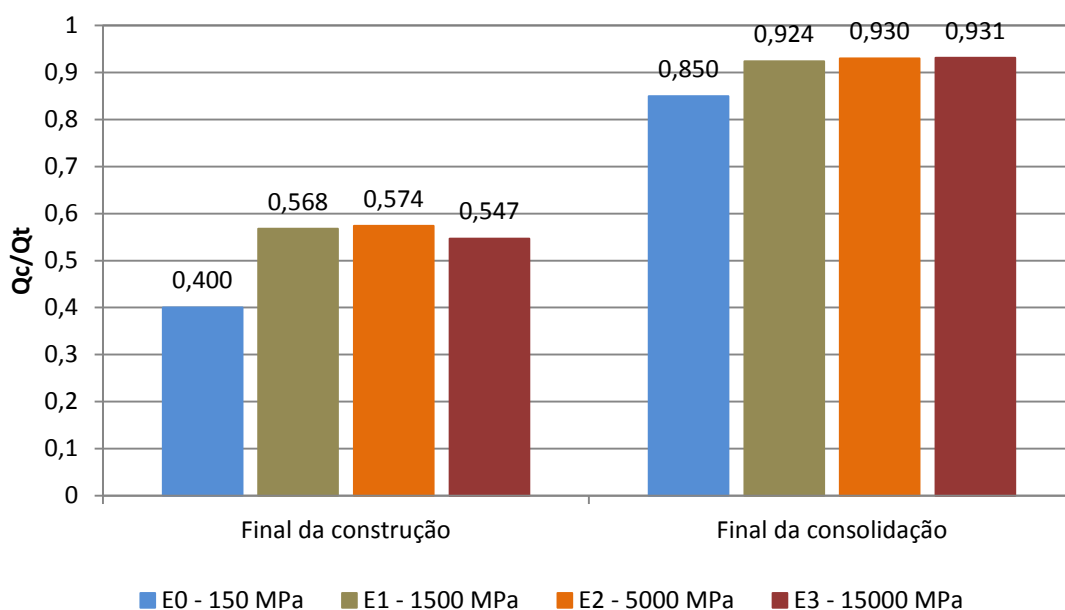


Fig. 6.40 – Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da construção e no final da consolidação, para os quatro cálculos efetuados.

#### 6.4.4. NÍVEIS DE TENSÃO

As Fig. 6.41 e Fig. 6.42 representam os mapas de coloração dos níveis de tensão mobilizados, respetivamente, no final da construção e no final da consolidação, para os diferentes cálculos efetuados.

No final da construção constata-se uma diminuição do nível de tensão no solo mole com o aumento da rigidez das colunas, resultado duma menor transmissão de tensões de desvio ao solo mole.

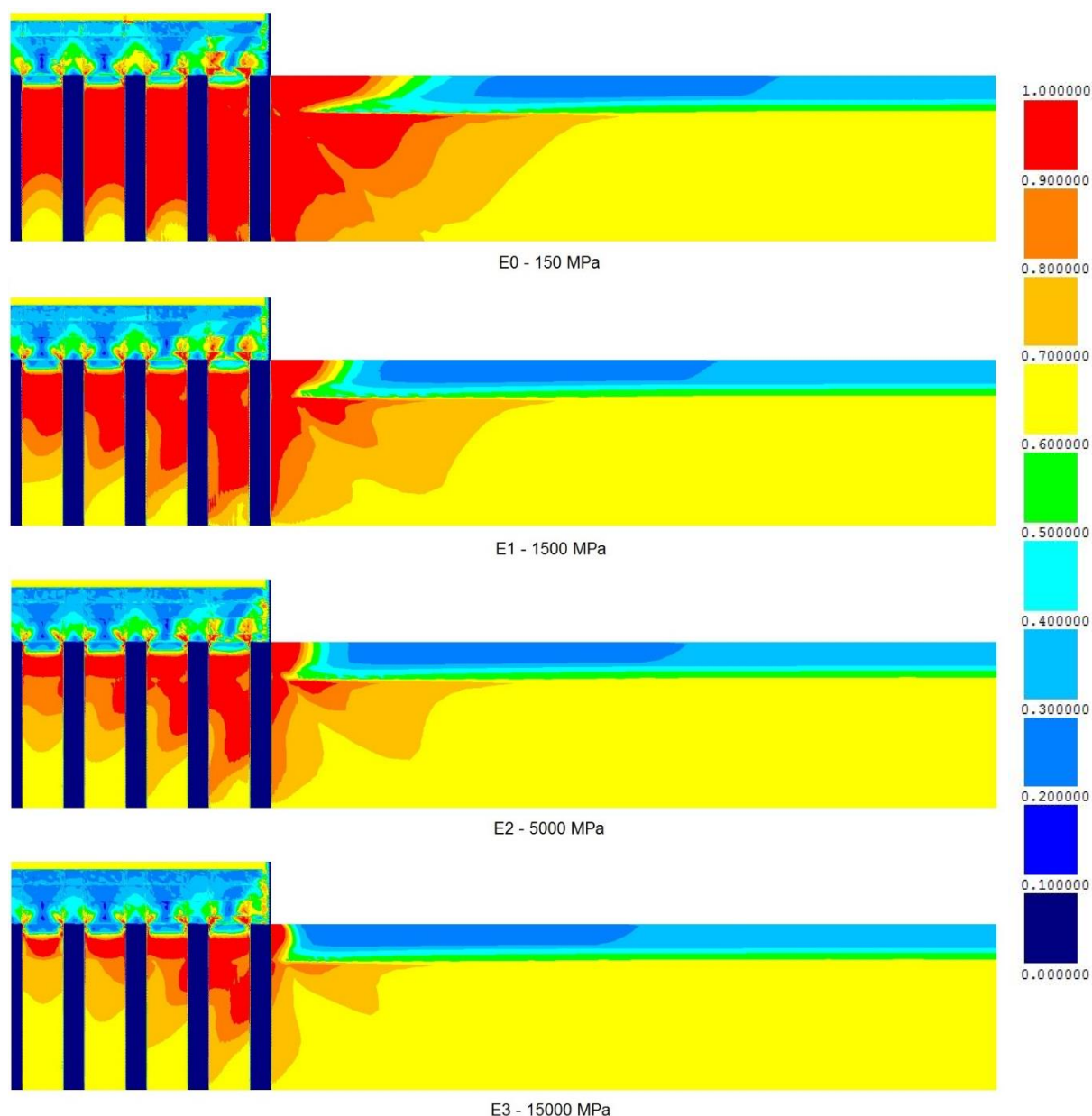


Fig. 6.41 – Níveis de tensão no final da construção, para os cálculos em estudo.



No final da consolidação (Fig. 6.42), não se notam diferenças significativas nos níveis de tensão dos diferentes cálculos, quer no corpo do aterro quer no solo mole entre as colunas, principalmente nos cálculos E1 a E3.

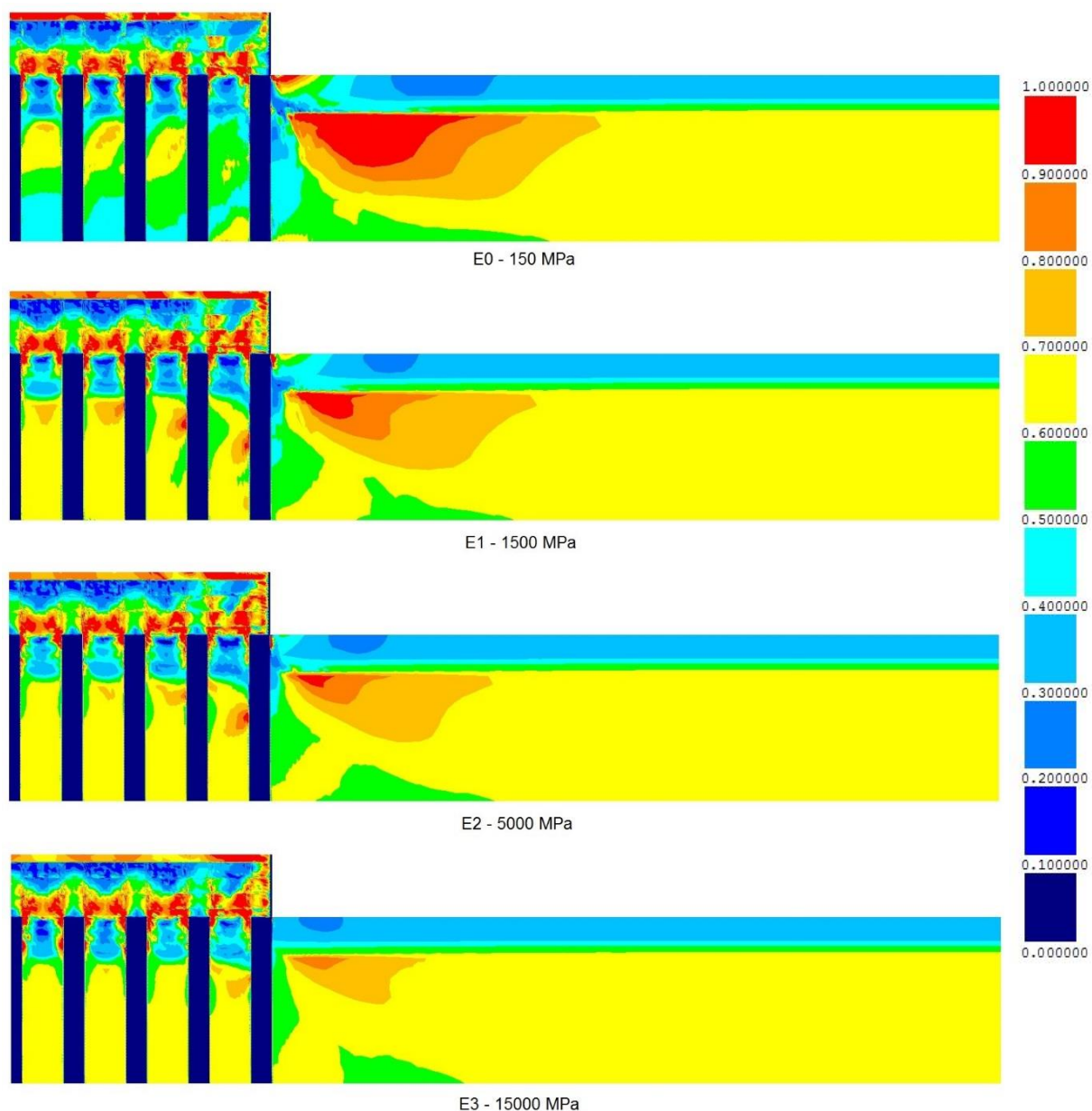


Fig. 6.42 – Níveis de tensão no final da consolidação, para os cálculos em estudo.

#### 6.4.5. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Analisando a Fig. 6.43 que representa os excessos de pressões neutras no final da construção para os diferentes cálculos efetuados, verifica-se que para colunas mais deformáveis ( $E=150$  MPa) este parâmetro apresenta um valor máximo de 46,5 KPa, superior ao obtido para os cálculos com colunas menos deformáveis.

Esta variação resulta duma mais rápida transferência de cargas para as colunas quando estas são mais rígidas decorrentes da dissipação dos excessos de pressão neutra.

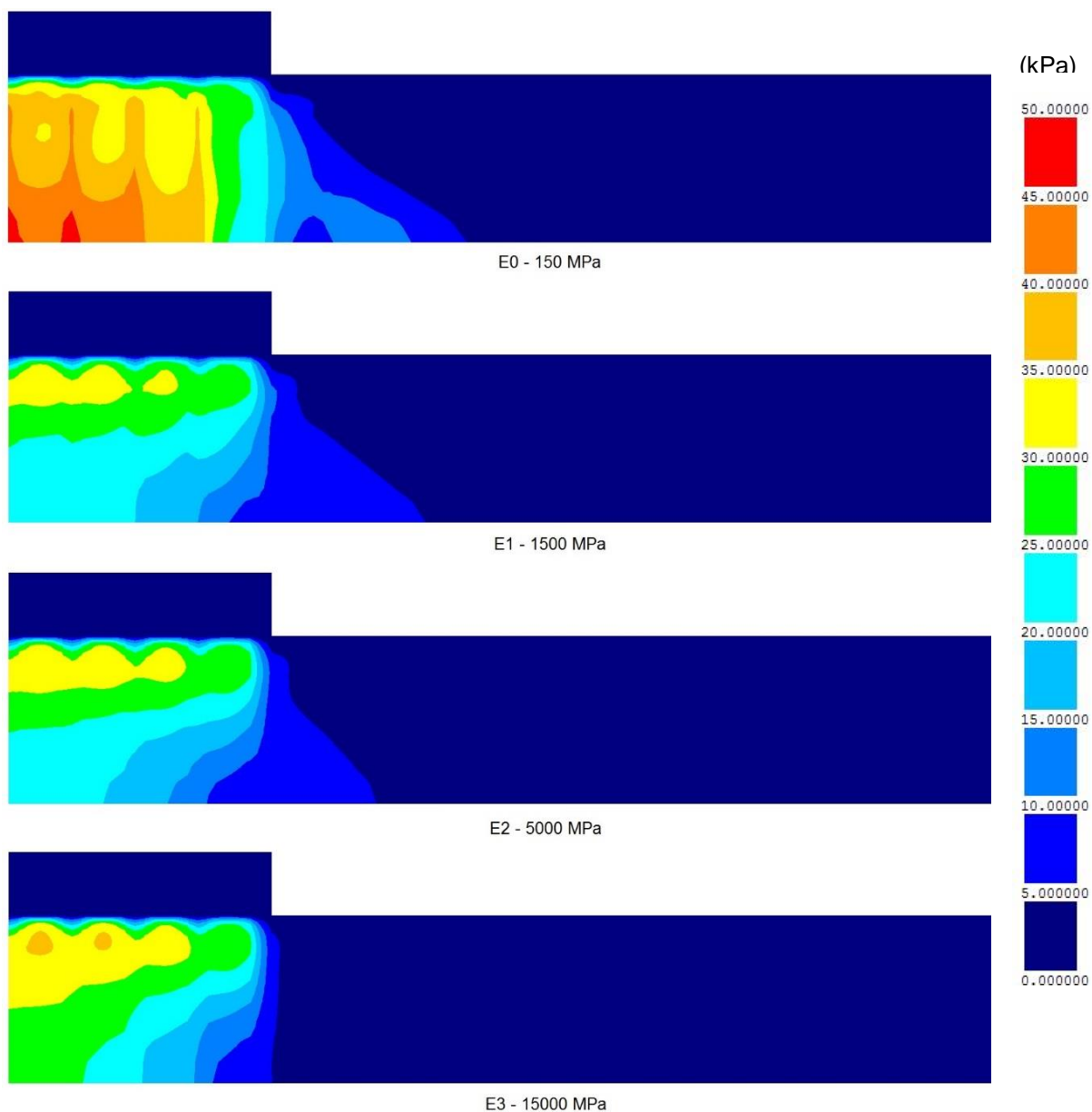


Fig. 6.43 – Excessos de pressões neutras no final da construção para os quatro cálculos efetuados.

#### 6.4.6. CONCLUSÕES

O módulo de deformabilidade das colunas apresenta uma influência significativa no comportamento global da estrutura uma vez que a diferença entre a rigidez das colunas e do solo é responsável pela mobilização do mecanismo de efeito de arco tanto no corpo do aterro como no solo de fundação.

Com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas, diminuem os assentamentos tanto na parte superior do aterro como na base, aumenta a rapidez do processo de consolidação, os deslocamentos horizontais da face do muro também diminuem e o coeficiente de eficácia do sistema de reforço aumenta.

Estas variações são evidentes quando se passa do módulo de deformabilidade de 150 MPa para 1500 MPa, não se verificando alterações elevadas para deformabilidades superiores.



## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo desenvolvido no âmbito desta dissertação consistiu na aplicação de um programa de cálculo automático baseado no método de elementos finitos (RECRIB) a muros de contenção com geossintéticos sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout, com o objetivo de contribuir para aprofundar o conhecimento deste tipo de obras.

Antes da modelação propriamente dita, foram passadas em revista matérias relevantes para esse efeito, como sejam os fundamentos associados aos mecanismos de transferência de carga desenvolvidos em obras com esta conceção estrutural, assim como da tecnologia de jet grouting e dos geossintéticos utilizados no reforço do aterro. Estas generalidades são essenciais para um enquadramento do presente trabalho.

O comportamento do solo foi simulado, no modelo numérico, utilizando formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento, tendo em conta as relações constitutivas em tensões efetivas. A simulação do comportamento constitutivo do solo de fundação fez-se através do modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ , baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

A base de estudo consistiu na aplicação do modelo a um problema de um muro de terra reforçada com geossintéticos, fundado sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout, analisando detalhadamente diversas grandezas, tais como deslocamentos (verticais e horizontais), tensões efetivas, excesso de pressões neutras, deformação e tração nos geossintéticos e coeficiente de eficácia do sistema de reforço. Estas grandezas foram avaliadas durante e após a construção, até ao final da consolidação, interpretando-se o comportamento do sistema.

Esta análise foi aprofundada comparando-se os efeitos provenientes da alteração de parâmetros que influenciam este tipo de construção, através da modelação de variantes ao problema base.

Da análise dos resultados obtidos no problema base destacam-se as seguintes conclusões:

- O aumento da tensão efetiva vertical nas colunas de jet grout é muito superior ao verificado no solo mole, mostrando que a técnica de reforço utilizada alivia a solicitação transmitida pelo aterro ao solo, como pretendido;
- No topo das colunas a tensão vertical é maior nas extremidades comparativamente com o centro. A parte externa da coluna é uma zona de grande concentração de tensões pois é nesta zona que se desenvolvem tensões de corte muito expressivas, por efeito de arco no corpo do aterro. O desenvolvimento deste mecanismo de transferência de cargas é perceptível através dos níveis de tensão;

- No geossintético colocado na base do aterro as forças de tração são mais elevadas próximo das extremidades das colunas, apresentando valores mais reduzidos no topo destas;
- Os deslocamentos horizontais da face do muro são adequados, em termos práticos, tendo em conta o tipo de fundação em solos moles, sendo a execução da obra apenas possível devido ao reforço com colunas de jet grout;
- Os assentamentos da face do muro são consideravelmente menores do que massa de aterro dado o seu apoio no alinhamento de colunas 5;
- O sistema de reforço com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético revela-se bastante eficiente, nomeadamente no que respeita aos mecanismos de transferência de carga.

Das análises paramétricas efetuadas é possível constatar-se que a disposição das colunas de jet grout e o seu módulo de deformabilidade são os parâmetros cuja influência no comportamento do sistema é mais evidente. A modelação de variantes ao problema base permite tecer as seguintes conclusões:

Comprimento dos reforços do aterro:

- Os mecanismos de transferência de carga são pouco sensíveis à variação deste parâmetro, o que se repercute na eficácia do sistema de reforço;
- O prolongamento dos geossintéticos a toda a largura do aterro não influencia significativamente o comportamento global da estrutura.

Disposição das colunas de jet grout:

- A diminuição da área de influência das colunas traduz-se numa redução dos assentamentos tanto no solo mole como nas colunas. Os assentamentos à superfície do aterro são também menores;
- A consolidação processa-se mais rapidamente com a diminuição da área de influência das colunas;
- Os mecanismos de transferência de carga apresentam relativa sensibilidade à variação deste parâmetro, o que se repercute na eficácia do sistema de reforço, cujo coeficiente aumenta com a diminuição da área de influência das colunas.

Módulo de deformabilidade das colunas de jet grout:

- O aumento do módulo de deformabilidade das colunas provoca uma diminuição dos assentamentos tanto na base como no topo do aterro. Os deslocamentos horizontais da face do muro são também menores;
- O processo de consolidação é mais rápido, aumentando a rigidez das colunas;
- A eficácia do sistema de reforço também aumenta;
- Estas variações são mais significativas quando se passa do módulo de deformabilidade de 150 MPa para 1500 MPa;

Como forma de aprofundar o estudo realizado no presente trabalho sugerem-se desenvolvimentos que poderão ser efetuados futuramente:

- Realização de análises paramétricas que não foram objeto de estudo deste trabalho, como o espaçamento transversal das colunas, espaçamento entre os níveis de geossintético, espessura do estrato de argila, características mecânicas do material de aterro, etc.;
- Análises comparativas do comportamento real de obras monitorizadas com os resultados numéricos, de forma a melhor aferir a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados;
- Utilização de modelos de cálculo tridimensionais, aproximando a modelação às características reais da obra, tendo em conta a disposição em planta das colunas de jet grout e as dimensões finitas do aterro em planta.





## BIBLIOGRAFIA

- Abdullah, C.H. (2006). *Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers*. Dissertação de Doutoramento, University of Wisconsin.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S. (2004). *Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis*. 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Abril, Aveiro, 103-112.
- Almeida, M.S.S., Ehrlich, M., Spotti, A.P., Marques, M.E.S. (2007). *Embankment supported on piles with biaxial geogrids*. In Proceedings of the Institution of Civil Engineering – Geotechnical Engineering 160, Outubro, 185-192.
- Biot, M.A. (1935). *Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge*. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles, Series B. 55, 110-113.
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, Vol. 12, 155-164.
- Borba, A.M. (2007). *Análise de Desempenho de Aterro Experimental na Vila Pan-Americana*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Borges, J.M.L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bouazza, A., Zornberg, J.G., Adam, D. (2002). *Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances*. Geosynthetics – 7th ICG – Delmas Gourc & Girard (eds) © 2002 Swets & Zeitlinger, Lisse ISBN 90 5809 523 1, 445-507.
- British Standard 8006. (1995). *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and other Fills*, British Standards Institution.
- Carreto, J. (1999). *Jet Grouting A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- Carreto, J. (2000). *Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1043-1054.
- Collin, J.G. (2004). *Column Supported Embankment Design Considerations*. 52nd Annual Geotechnical Engineering Conference, University of Minnesota.
- Falcão, J., Pinto, A., Pinto, F. (2000). *Casos práticos de soluções de jet grouting vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Vol. 2, 1055-1065, Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Gangakhedkar, R. (2004). *Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Florida.
- Han, J. (1999). *Design and Construction of Embankments on Geosynthetic Reinforced Platforms Supported by Piles*. ASCE/PaDOT Geotechnical Seminar, 1999, Hershey.
- Han, J., Gabr, M.A. (2002). *Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over soft soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 01/2002, 44-53, 128(1), ASCE.
- Hewlet, W.J., Randolph, M. F. (1988). *Analysis of piled embankments*. Ground Engineering Vol. 21, No. 3, 12-18.

- Holmberg, S. (1978). *Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles*. Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand.
- Holtz, R.D., Massarsch, K.R. (1976). *Improvement of an embankment by piling and reinforced earth*. Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Outubro 1994, Budapeste, 473-478.
- Huat, B.B.K., Craig, W.H., Ali, P. (1994). *The Mechanics of Piled Embankment*. Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, 1069-1082.
- Jaritngam, S. (2003). *Design Concept of Soil Improvement for Road construction on soft clay*. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 10/2003, Vol. 4.
- Jones, C.J.P.F., Lawson, C.R., Ayres, D.J. (1990). *Geotextile Reinforced Piled Embankments*. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Maio 1990, The Hague, Holland, 155-160.
- Kempfert, H.G., Gobel, C., Alexiew, D., Heitz, C. (2004). *German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements*. In Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, Munich, 279-284.
- Lawson, C.R. (1992). *Soil reinforcement with geosynthetics*. Applied Ground Improvement Techniques, Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), 55-74.
- Lopes, M.L. (1992). *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lopes, M.L. (1998). *Comportamento ao arranque de reforços danificados*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia, No. 83, 27-36, Lisboa.
- Marques, D.A.O. (2008). *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto
- McGown A., Andrawes, K. Z., Wilson-Fahmy, R.F., Brady, K.C A. (1981). *Strength testing of geotechnical fabrics*. Suppl. Report 703, Transport and Road Research Laboratory, U.K.
- Ooi, T.A., Chan, S.F., Wong, S.N. (1987). *Design, Construction, and Performance of Pile Supported Embankments*. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, 2-1 - 2-12.
- Pereira, D.A.B. (2011). *Geotêxteis, Geogrelhas e Geocompósitos no Reforço de Obras de Terra*. <http://www.engenhariacivil.com/geotexteis-geogrelhas-geocompositos-reforco-obras-terra>. Outubro/2012.
- Pinho Lopes, M. J. (2005). *Estudos de Coeficientes de Segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rao, K.N. (2006). *Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Texas at Arlington.
- Rathmayer, H. (1975). *Piled Embankment Supported By Single Pile Caps*. Proceedings of the Istanbul Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 283–290.

Reid, W.M., Buchanan, N.W. (1984). *Bridge Approach Support Piling. Piling and Ground Treatment*. Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, 1984, London, 267-274.

Ribeiro, A.L.S. (2010). *Técnica de tratamento de solos – Jet Grouting*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.

Rogbeck, Y., Gustavsson, S., Sodergren, I., Lindquist, D. (1998). *Reinforced Piled Embankments in Sweden - Design Aspects*. Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, 755-762.

Sieira, A.C.C.F. (2003). *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha*. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Spotti, A.P. (2006). *Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Tavares, P.J.F. (2009). *Reforço de Substruturas de Vias Férreas com Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. 3ª edição, Nova York, John Wiley & Sons.

[www.haywardbaker.com](http://www.haywardbaker.com). Novembro/2012.

[www.foundation-engineering.bilfingerberger.com](http://www.foundation-engineering.bilfingerberger.com). Novembro/2012.